



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA
CENTRO TECNOLÓGICO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

RODOLFO JOAQUIM CONTESSI

**BOREHOLE SHEAR TEST:
UMA COMPARAÇÃO COM O ENSAIO DE CISALHAMENTO
DIRETO**

Florianópolis
2016

Rodolfo Joaquim Contessi

**BOREHOLE SHEAR TEST:
UMA COMPARAÇÃO COM O ENSAIO DE CISALHAMENTO
DIRETO**

Trabalho de Conclusão de Curso
submetido ao Departamento de
Engenharia Civil da Universidade
Federal de Santa Catarina para a
obtenção do Grau de Engenheiro Civil.
Orientador: Prof. Dr. Rafael Augusto
dos Reis Higashi
Coorientador: Eng. Me. Luiz Henrique
Guesser

Florianópolis
2016

Ficha de identificação da obra elaborada pelo autor
através do Programa de Geração Automática da Biblioteca Universitária
da UFSC.

Contessi, Rodolfo Joaquim

Borehole Shear Test : uma comparação com o ensaio de Cisalhamento Direto / Rodolfo Joaquim Contessi ; orientador, Rafael Augusto dos Reis Higashi ; coorientador, Luiz Henrique Guesser. - Florianópolis, SC, 2016. 84 p.

Trabalho de Conclusão de Curso (graduação) Universidade Federal de Santa Catarina, Centro Tecnológico.
Graduação em Engenharia Civil.

Inclui referências

1. Engenharia Civil. 2. Engenharia Civil. 3. Borehole Shear Test. 4. Cisalhamento Direto. 5. Parâmetros de Resistência dos Solos. I. Higashi, Rafael Augusto dos Reis. II. Guesser, Luiz Henrique. III. Universidade Federal de Santa Catarina. Graduação em Engenharia Civil. IV. Título.

Rodolfo Joaquim Contessi

**BOREHOLE SHEAR TEST: UMA COMPARAÇÃO COM O ENSAIO DE
CISALHAMENTO DIRETO**

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para o Título de Engenheiro Civil, e aprovado em sua forma final pelo Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Santa Catarina.

Florianópolis, 01 de julho de 2016.

Prof. Luiz Alberto Gómez, Dr.
Coordenador do Curso de Engenharia Civil – UFSC

Banca Examinadora:

Prof. Rafael Augusto dos Reis Higashi, Dr.
Orientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Eng. Luiz Henrique Guesser, Me.
Coorientador
Universidade Federal de Santa Catarina

Prof. Orlando Martini de Oliveira, Dr.
Universidade Federal de Santa Catarina

AGRADECIMENTOS

A Deus.

À minha Família, por toda a ajuda fornecida nesses anos, todo o carinho e suporte para eu chegar até aqui. Pai, Mãe, Bruno e Conrado, vocês são tudo para mim.

Ao meu orientador e *sensei* Rafael A.R. Higashi por todo o ensinamento passado, todas as dúvidas tiradas e todas as conversas. O meu muito obrigado.

À banca, Prof. Orlando e Me. Luiz, por participar de forma a engrandecer este trabalho.

Aos professores, por todo o conhecimento passado nestes anos

Aos amigos, novos e antigos, que de alguma forma me deram força e estiveram juntos de mim nos momentos bons e ruins. Que fizeram minha graduação passar mais depressa e repleta de histórias boas.

Aos amigos do laboratório de solos, que, em muitas noites, partilhávamos as alegrias e angústias das pesquisas, sempre de bom humor.

Um agradecimento especial aos meus grandes amigos Luiz, Miryan e Pedro, que forneceram toda a ajuda e estavam nos momentos felizes e aqueles nem tanto. Por todas as risadas dadas, sem vocês esse trabalho não seria o mesmo.

À Nicole, por participar ativamente das conversas, por me ajudar nas horas mais difíceis e estar presente nas horas mais felizes, por todo afago e carinho. Obrigado por tudo.

E a todos aqueles que de alguma forma contribuíram para a formação de quem eu sou.

“Treine enquanto eles dormem
Estude enquanto eles se divertem
Persista enquanto descansam
E então viva o que eles sonham”
(Autor desconhecido)

RESUMO

O conhecimento da resistência dos solos é imprescindível para o dimensionamento de fundações, para a análise de estabilidade de taludes e avaliação de suscetibilidade de encostas a movimentos de massa. Tendo em vista esta importância, são realizados ensaios, laboratoriais ou de campo, para obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento (coesão e ângulo de atrito). Tradicionalmente, o ensaio de cisalhamento direto é adotado como referência, no entanto, a demanda de resultados mais rápidos e de maior abrangência do terreno pesquisado torna necessária a investigação de novos métodos para determinação da resistência dos solos. O equipamento Borehole Shear Test se apresenta como um modo de obtenção dos parâmetros de resistência ao cisalhamento com maior rapidez e facilidade que o método de laboratório. A presente pesquisa propôs a investigação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de amostras compactadas de um solo de Florianópolis, por intermédio dos dois ensaios citados, buscando encontrar a relação entre os métodos e mostrar um comparativo para validar os resultados obtidos a partir do equipamento Borehole Shear Test. Realizou-se a compactação do solo escolhido, na umidade ótima, de forma a se obter a homogeneidade entre as amostras de ambos os ensaios. Realizou-se a ruptura das amostras em estado de umidade natural e inundado, com mesmas condições de drenagem e com faixas de tensões muito próxima das aplicadas para cada envoltória. Uma comparação entre os procedimentos do ensaio BST foi necessária para se chegar à forma mais eficiente de execução do experimento para as amostras compactadas. A análise dos resultados mostra parâmetros de resistência bastante semelhantes, com envoltórias paralelas e interceptos coesivos muito próximos. Dessa forma, não há muita desconfiança na validade dos resultados, uma vez que estes se mostraram bastante próximos e coerentes entre si, havendo possíveis variações decorrentes dos procedimentos de ambos os ensaios que podem afetar a estrutura do solo, bem como o fato de não serem ensaios de grande precisão.

Palavras-chave: Parâmetros de Resistência ao Cisalhamento dos Solos. Borehole Shear Test. Cisalhamento Direto.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Obtenção da tensão máxima em solo atritante ou sobreadensado	30
Figura 2: Tensão máxima em solos cimentantes	31
Figura 3: Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr.	33
Figura 4: Representação do resultado típico do ensaio de cisalhamento – areia compacta ou argila rija e dura.....	35
Figura 5: Representação do resultado do ensaio de cisalhamento direto - areia fofa ou argila mole.....	36
Figura 6: Envoltória de Mohr-Coulomb	37
Figura 7: Equipamento de Cisalhamento Direto - Célula	38
Figura 8: Equipamento de cisalhamento direto - Prensa.....	39
Figura 9: Gráfico de variação do peso específico na amostra compactada.	41
Figura 10: Ensaio Vane Test	43
Figura 11: Ensaio DMT	43
Figura 12: Ensaio PMT	44
Figura 13: Variação do resultado do ensaio de campo e laboratório	47
Figura 14: Execução do ensaio BST em teor de umidade natural	47
Figura 15: Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto e do BST na condição inundada em região de encosta.	48
Figura 16: Variação do resultado do ensaio na condição inundada devido à heterogeneidade do solo.	48
Figura 17: Resultado do ensaio BST com coesão negativa	49
Figura 18: Coleta de amostra para ensaio de cisalhamento direto.	49
Figura 19: Variação dos resultados na condição de umidade natural em solo homogêneo.	50
Figura 20: Parte constituinte da sonda cisalhante.	51
Figura 21: Base do BST onde pode-se visualizar a manivela e o manômetro. ..	52
Figura 22: Equipamento Borehole Shear Test	53
Figura 23: Trado tipo holandês.....	55
Figura 24: Trado tipo caneco.....	55
Figura 25: Planilha de aquisição de dados.....	58
Figura 26: Fluxograma de atividades.....	61
Figura 27: Local de coleta de solo.	62
Figura 28: Padiolas com material coletado	62
Figura 29: Mistura e separação do solo.	63
Figura 30: Esquema da execução do ensaio.	66
Figura 31: Aparelho de Casagrande.....	67
Figura 32: Esquema de penetração da pastilha de solos.	70
Figura 33: Gráfico para a determinação expedita MCT pelo método das pastilhas.	72
Figura 34: Aparelhagem para execução do ensaio BST.	75
Figura 35: Método de execução do ensaio BST Inundado.	76
Figura 36: Ensaio de granulometria.....	78

Figura 37: Limite de liquidez.....	78
Figura 38: Gráfico de plasticidade de Casagrande.....	79
Figura 39: Resultado do ensaio MCT.	80
Figura 40: Pastilhas secas.	81
Figura 41: Pastilhas antes da aplicação do mini-picnômetro.	81
Figura 42: Esfera após 10 segundos em contato com água.	82
Figura 43: Curva de compactação com reuso de material.	84
Figura 44: Curva de compactação do solo sem reuso.	85
Figura 45: Fissuração no CP de 31% de umidade.....	85
Figura 46: Fissuração do CP de 35% de umidade.....	86
Figura 47: Comparação entre curvas de compactação de solos com e sem reuso de material.	86
Figura 48: Coleta de amostra em CP compactado para ensaio de cisalhamento direto.....	88
Figura 49: Resultado do ensaio de cisalhamento direto na umidade natural.....	89
Figura 50: Envoltória de ruptura do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade de compactação.	90
Figura 51: Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado.	91
Figura 52: Envoltória de ruptura do ensaio de cisalhamento direto na condição inundado.	92
Figura 53: Comparação das envoltórias de ruptura para as amostras de solo ensaiadas com umidade natural e inundado.	93
Figura 54: Parede do furo da amostra.	94
Figura 55: Fendas no CP de areia.	95
Figura 56: Envoltória de ruptura do ensaio BST na umidade natural.	96
Figura 57: Envoltória de ruptura do ensaio BST inundado.....	97
Figura 58: Comparação BST na umidade natural x cisalhamento direto na umidade natural.	98
Figura 59: Comparação por linha de tendência.....	99
Figura 60: Comparação BST inundado x cisalhamento direto inundado.....	100
Figura 61: Comparação por linha de tendência do ensaio inundado.....	100
Figura 62: Comparação BST inundado x cisalhamento direto na umidade natural.....	101
Figura 63: Gráfico de barras comparativo entre os ângulos de atrito e as coesões dos resultados.	102

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Valores típicos de ângulos de atrito interno	32
Tabela 2: Ordem dos moldes ensaiados nos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas	40
Tabela 3: Resultado dos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas.....	40
Tabela 4: Valores de pesos específicos na amostra compactada.....	41
Tabela 5: Equipamentos para execução de furo.....	54
Tabela 6: Pratos de Cisalhamento e opções do Método.....	59
Tabela 7: Escala granulométrica segundo a NBR 6502/95	64
Tabela 8: Ensaio MCT para alguns solos do estado de Santa Catarina.....	73
Tabela 9: Limite de plasticidade.....	79
Tabela 10: Resumos dos ensaios de caracterização.....	82
Tabela 11: Dados do ensaio de compactação.....	83
Tabela 12: Dados de compactação do solo sem reuso.....	84
Tabela 13: Tensão máxima, tempo de consolidação e cisalhante de seções de CP.....	94
Tabela 14: Resultados dos ensaios BST para amostras inundadas com velocidade padrão.....	96

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas
Borehole Shear Test – BST
Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres – CEPED
Consolidado-Drenado – CD
Consolidado-Não Drenado – CU
Corpo de Prova – CP
Cyclic Borehole Shear Test – CBST
Flooded Borehole Shear Test – FBST
Índice de Plasticidade – IP
Laboratório de Mapeamento Geotécnico – LAMGEO
Limite de Liquidez – LL
Limite de Plasticidade – LP
Miniatura Compactada Tropical – MCT
Não Consolidado-Não Drenado – UU
Rock Borehole Shear Test – RBST
Standard Penetration Test – SPT
Universidade Federal de Santa Catarina – UFSC

SUMÁRIO

INTRODUÇÃO	25
1.1 OBJETIVOS GERAIS.....	26
1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS.....	26
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	29
2.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS.....	29
2.1.1 Resistência ao Cisalhamento.....	29
2.1.2 Ângulo de Atrito Interno.....	31
2.1.3 Coesão	32
2.1.4 Critérios de Ruptura	32
2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO	34
2.2.1 Ensaio de Cisalhamento Triaxial.....	34
2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto.....	35
2.2.2.1 Execução do Ensaio	38
2.3 ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO	42
2.3.1 Borehole Shear Test.....	46
2.3.1.1 Pesquisa Realizada Pela UFSC	46
2.3.1.2 Demais Pesquisas	50
2.3.1.3 O Equipamento	51
2.3.1.4 Execução do Ensaio <i>Borehole Shear Test</i>	53
2.3.1.5 Variações do Ensaio	58
3 MATERIAIS E MÉTODO	61
3.1 COLETA DE AMOSTRA E PROCEDIMENTOS	61
3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	63
3.2.1 Massa Específica Aparente Seca.....	63
3.2.2 Teor de Umidade Natural	64
3.2.3 Granulometria e Sedimentação	64
3.2.3.1 Peneiramento Grosso	64
3.2.3.2 Peneiramento Fino e Sedimentação	64
3.2.4 Massa Específica Real dos Grãos	65
3.2.5 Índices de Consistência.....	66
3.2.5.1 Limite de Plasticidade (Lp ou Wp)	66
3.2.5.2 Limite de Liquidez (Ll ou Wl)	67

3.2.5.1 Índice de Plasticidade	68
3.2.6 Classificação MCT – Método Expedito das Pastilhas	68
3.2.6.1 Procedimentos	69
3.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E DEMAIS PROCEDIMENTOS	74
3.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto	74
3.3.2 Ensaio <i>Borehole Shear Test</i>	74
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS	77
4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO	77
4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO	83
4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA	87
4.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto	87
4.3.2 Ensaio <i>Borehole Shear Test</i>	93
4.3.3 Comparação dos Métodos Utilizados	97
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS	103
REFERÊNCIAS	105

INTRODUÇÃO

Atualmente, a Geotecnia é conhecida, no campo das engenharias, como uma área de grandes incertezas. Na tentativa de minimizá-las, diversos ensaios e investigações geotécnicas são desenvolvidos e aprimorados a fim de se alcançar uma melhor determinação tanto dos parâmetros geotécnicos como da investigação do terreno.

Conforme o que é feito normalmente na prática, em construções de pequeno a médio porte, ou então projetos executados em regiões em que já exista um conhecimento prévio do solo, as investigações preliminares feitas chegam a custos relativos de 0,2% a 0,5% do valor total do projeto segundo Schnaid e Odebrecht (2012). Custos esses que, muitas vezes, fornecem um perfil estratigráfico que está aquém do conhecimento necessário para uma execução adequada do projeto.

Comumente se observa a utilização de estruturas superdimensionadas por conta da incerteza que há quanto ao solo de fundação. Com relação a isto, Caputo (1967) afirma que sempre existe um risco envolvido devido às incertezas que se ocultam nos terrenos. Assim como o Corpo de Engenheiros do Exército Norte Americano (2001) recomenda que haja uma investigação geotécnica suficiente e interpretação adequada dos resultados para minorar erros de projeto, custos, possíveis atrasos na obra, entre outros problemas.

Existem duas abordagens distintas possíveis para a obtenção dos parâmetros necessários para projetos, são eles (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012):

- Métodos diretos: são conhecidos por métodos empíricos ou semi-empíricos e fornecem os dados e parâmetros dos solos a partir de correlações diretas. São ensaios feitos em campo e o ensaio Standard Penetration Test (SPT) é o mais conhecido e utilizado nos tempos atuais.

- Métodos Indiretos: obtém-se parâmetros a partir de conceitos e formulações clássicas de Mecânica dos Solos. São normalmente ensaios de laboratório, por isso, são mais demorados na obtenção dos resultados, contudo alguns autores consideram ter os parâmetros dos solos com mais exatidão que os resultados obtidos pelos ensaios de abordagem direta.

A definição para a escolha de qual método utilizar depende do tipo de solo investigado, da técnica do ensaio utilizado, de normas e códigos específicos, assim como das práticas já utilizadas conforme expressa Schnaid e Odebrecht (2012). Pode-se observar que o conhecimento necessário está intimamente ligado à especificidade do projeto, uma vez que para um projeto conceitual pouco se sabe sobre as características do subsolo, ao passo que um projeto executivo já se possui e necessita de mais informação.

Em todos os níveis de projeto, recomenda-se mesclar os métodos envolvidos para se ter maiores exatidões sobre os resultados obtidos. Por conta disso, os ensaios de campo são tão importantes, fornecendo os resultados, de menor exatidão, porém abrangendo uma área ampla em tempos e custos menores. Os ensaios de laboratório, como o ensaio de Cisalhamento Direto, complementam

os conhecimentos adquiridos dando maiores certezas dos resultados e servindo também para parâmetros de cálculo (SCHNAID; ODEBRECHT, 2012).

Os métodos utilizados neste trabalho são o Cisalhamento Direto e o ensaio Borehole Shear Test (BST). O ensaio de Cisalhamento Direto é um ensaio de laboratório para a definição dos parâmetros de resistência do solo (ângulo de atrito interno e coesão). Este ensaio, descrito pela norma americana ASTM D 3080 é executado no estado Consolidado – Drenado (CD), assim como se é o mais antigo ensaio para esta determinação e se baseia no critério de Mohr-Coulomb (MARAGNON, 2009). Contudo, a determinação de Coesão e Ângulo de Atrito pode levar várias horas.

O equipamento Borehole Shear Test apresenta-se como um modo de obtenção dos parâmetros de resistência dos solos com maior rapidez e facilidade que os métodos de laboratório com o mesmo fim. Este método fornece os mesmos resultados que o ensaio de Cisalhamento Direto, com a vantagem de se analisar uma área muito maior, tendo em vista a aplicação no mapeamento geotécnico, em muito menos tempo.

1.1 OBJETIVOS GERAIS

O presente trabalho busca analisar a relação entre os resultados do ensaio de cisalhamento direto e do ensaio Borehole Shear Test em amostras compactadas em laboratório para minimizar as variáveis envolvidas.

1.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Analisar a relação que ocorre entre o ensaio BST e o ensaio de cisalhamento direto;
- Verificar o método mais adequado para a execução dos ensaios em campo e em laboratório;
- Estudar a eficácia do método BST em comparação aos valores dados por um solo em ensaios de cisalhamento direto.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

O presente trabalho se baseia em muitos conhecimentos construídos durante a graduação e alguns mediante pesquisas extras e aplicação do aprendizado. Esta revisão bibliográfica visa apresentar a fundamentação teórica dos assuntos abordados nos demais capítulos como as peculiaridades dos ensaios de campo e de laboratório, dos ensaios de caracterização e do BST.

2.1 PARÂMETROS DE RESISTÊNCIA DOS SOLOS

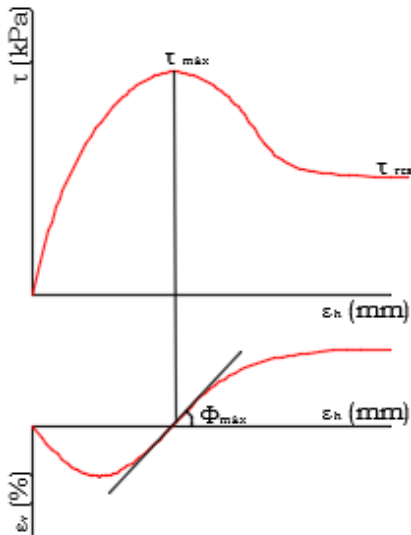
Os parâmetros de resistência dos solos são absolutamente importantes na engenharia, pois são essas propriedades que subsidiarão os projetos geotécnicos. Por conta disso torna-se imprescindível o estudo destes parâmetros, como por exemplo: ângulo de atrito interno, resistência ao cisalhamento, coesão, entre outros.

2.1.1 Resistência ao Cisalhamento

A resistência ao cisalhamento pode ser entendida pura e simplesmente como a máxima tensão de cisalhamento que um solo consegue suportar antes que ocorra a sua ruptura. Pode-se entender ruptura como o deslizamento entre as partículas de solos.

A curva padrão de ruptura de um solo atritante ou sobreadensado é apresentado na Figura 1 que mostra um gráfico tensão por deformação em cima e um gráfico de deformação vertical por deformação horizontal embaixo. A partir desta figura, pode-se chegar a deformação que ocorreu a tensão máxima do solo pela inclinação da curva de deformação.

Figura 1: Obtenção da tensão máxima em solo atritante ou sobreadensado

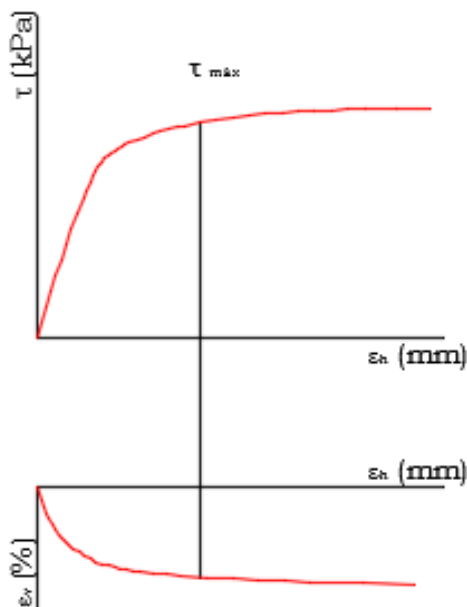


Fonte: Do autor.

O ponto de máxima tensão de cisalhamento está associado diretamente com a maior angulação da curva de deformação, logo, no ponto onde a segunda derivada apresenta valor nulo, será o ponto de maior tensão cisalhante.

Solos com características cimentantes possuem, por sua vez, uma ruptura dúctil, ou seja, apresentam bastante plasticidade. A Figura 2 ilustra essa forma de ruptura que, diferentemente da anterior, não possui uma marcação clara de máxima tensão.

Figura 2: Tensão máxima em solos cimentantes



Fonte: Do autor.

Neste caso pode-se optar pela adoção de determinada deformação, após a estabilização da reta, como ponto de ruptura ou utilizar a mesma deformação que gerou ruptura em outro estágio, no qual a envoltória de ruptura apresente um pico de resistência.

2.1.2 Ângulo de Atrito Interno

Este parâmetro depende do coeficiente de atrito entre as partículas de solo e também da força normal ao plano. Entende-se, de outra forma, como a força tangencial máxima para que exista deslizamento entre dois planos paralelos. O ângulo formado com a resultante das forças (tangencial e normal) é o chamado ângulo de atrito, sendo esse o máximo ângulo com o qual a força poderá chegar sem haver deslizamento (HIGASHI, 2014).

Os valores típicos de ângulo de atrito encontrados na literatura são apresentados na Tabela 1. Ressalta-se que os valores contidos na tabela são referentes a solos em seu estado natural, não havendo uma completa relação com solos compactados (DAS, 2011).

Tabela 1: Valores típicos de ângulos de atrito interno

Tipo de solo	Intervalo do Ângulo de Atrito Interno
Argilas	$23^\circ < \phi < 27^\circ$
Areias	$30^\circ < \phi < 38^\circ$
Pedregulhos	$34^\circ < \phi < 45^\circ$
Enrocamentos	$\phi > 43^\circ$

Fonte: Das (2011), modificado pelo autor.

Solos arenosos e argilosos se diferem quanto à força máxima suportada devido ao efeito de transmissão da força. Em solos argilosos a quantidade de partícula é muito grande, entretanto muito fina, com isso a força de contato entre as partículas é pequena. Assim esse tipo de solo não consegue expulsar a água adsorvida e mediante a isso, a transferência de força em solos argilosos se dá basicamente em função da água.

Nos solos arenosos, por sua vez, os grãos se mostram muito maiores, proporcionando uma força de contato entre as partículas muito maiores que àsquelas observadas anteriormente. Este contato é o responsável pela transferência de força nestes tipos de solos.

2.1.3 Coesão

A coesão real se apresenta principalmente em solos argilosos, onde há atração eletroquímica entre as partículas ou decorrentes de agentes cimentantes, como é o caso do óxido de ferro e dos carbonatos, independente da força normal. Solos arenosos possuem a chamada coesão aparente, que nada mais é que a tensão capilar imposta pela água quando em contato com os grãos deste solo. Assim, pode-se observar que uma areia seca não possuirá uma ligação entre os grãos mensurável. Entretanto, assim que se adicionar água, até certo ponto, observar-se-á a presença de coesão aparente. Quando totalmente saturado, esta coesão volta a desaparecer (HIGASHI, 2014).

A coesão aparente é uma importante propriedade no estudo de solos não saturados, pois está diretamente ligada às tensões de sucção que surgem.

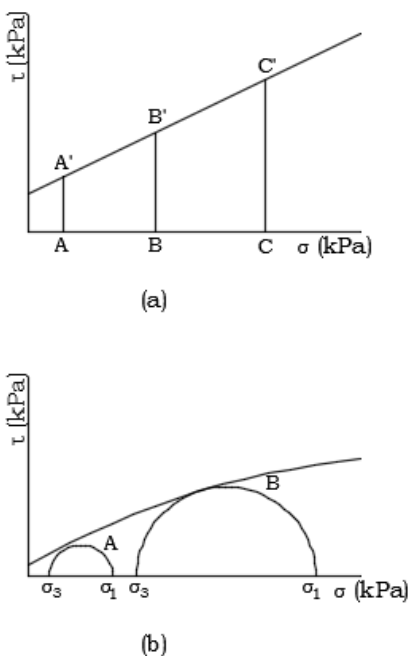
2.1.4 Critérios de Ruptura

De acordo com Pinto (2000), os critérios que melhor representam o comportamento dos solos para ruptura é o de Coulomb e o de Mohr.

Ainda segundo Pinto (2000), quando se trata do critério estabelecido por Coulomb, não haverá ruptura até que se ultrapasse a expressão $c + \phi \cdot \sigma$ onde “c” e “ ϕ ” são constantes do material e o “ σ ” é a tensão normal no plano do cisalhamento.

Para o Critério de Mohr, não haverá ruptura enquanto o círculo do estado de tensões não ultrapassar o interior da curva criada a partir das envoltórias dos círculos do estado de tensão na ruptura, observados experimentalmente para o material de estudo. (Figura 3).

Figura 3: Representação dos critérios de ruptura: (a) de Coulomb e (b) de Mohr.



Fonte: Pinto (2000).

A junção destes dois métodos (critério de Mohr-Coulomb) consiste na base teórica utilizada para o ensaio de cisalhamento direto. A partir das amostras, impõe-se a ruptura do material para alguns valores diferentes de confinamento (tensão normal), para se obter a envoltória de ruptura de um determinado solo.

2.2 ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Os ensaios laboratoriais nos fornecem os resultados mais confiáveis para dimensionamento de obras de engenharia, entretanto esses ensaios são mais demorados e mais pontuais.

Existem diversos métodos de laboratório para se obter os parâmetros de resistência ao cisalhamento, os mais conhecidos são os ensaios de cisalhamento simples, cisalhamento direto e cisalhamento triaxial (DAS, 2011).

2.2.1 Ensaio de Cisalhamento Triaxial

O ensaio de cisalhamento triaxial é o mais versátil dos métodos de laboratório, por poder ensaiar qualquer tipo de ensaio, seja ele Consolidado-Drenado (CD), Consolidado-Não Drenado (CU) e Não Consolidado-Não Drenado (UU) (VARGAS, 1977).

Segundo Das (2011) a tensão no ensaio pode ser aplicada de duas formas distintas: por tensão controlada ou por deformação controlada. Quando o ensaio é feito por tensão controlada, há a aplicação de pesos ou de uma pressão hidráulica em incrementos iguais, medindo a deformação ocorrida no corpo de prova. O ensaio por deformação controlada, ocorre de maneira inversa ao anterior, aplica-se incrementos de deformação e mede-se a tensão.

O ensaio triaxial é feito geralmente com um corpo de prova cilíndrico de 36mm de diâmetro por 76mm de altura, envolto por uma fina membrana de borracha. Este corpo de prova é colocado em uma câmara cheia de água. Esta água serve para transferir a tensão de confinamento que a amostra estará submetida. Uma prensa é utilizada para fornecer o carregamento vertical (tensão desviadora) necessário para que haja a ruptura por cisalhamento da amostra (DAS, 2011). Cada corpo de prova fornece um círculo de Mohr de ruptura, e cada círculo está associado a uma poropressão observada na ruptura. Esses círculos podem ser apresentados como tensões totais ou em termos de tensões efetivas (VARGAS, 1977).

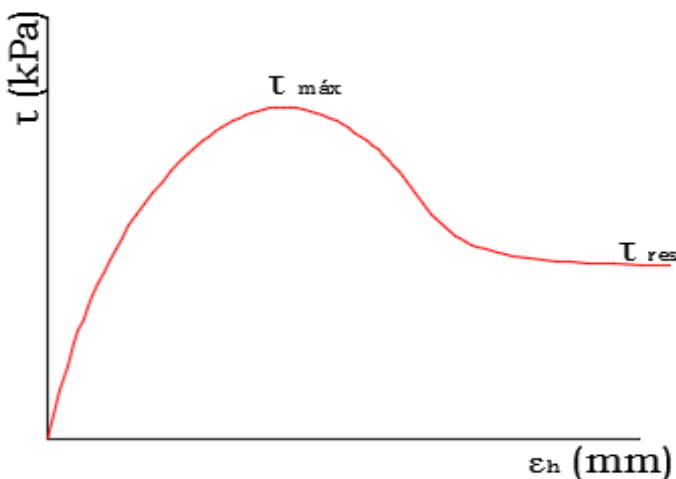
Este ensaio fornece resultados bastantes confiáveis, contudo tanto a amostra quanto a execução do ensaio são excessivamente delicadas. Muitas vezes por questões de praticidade, o ensaio de cisalhamento triaxial é substituído pelo ensaio de cisalhamento direto por ser um ensaio mais rápido que o anterior e por fornecer ainda resultados de boa qualidade. Contudo ensaio de cisalhamento direto, por sua vez, tem algumas limitações e restrições que o triaxial não contempla (DAS, 2011).

2.2.2 Ensaio de Cisalhamento Direto

Segundo Hachich et al. (1998) e Pinto (2000) o ensaio de cisalhamento direto consiste no ensaio mais antigo para se determinar a resistência ao cisalhamento de um solo. O ensaio se resume na verificação da tensão de ruptura por cisalhamento devido a aplicação de uma tensão normal num plano, e a verificação da tensão de ruptura. O resultado para uma dada tensão normal é representado em um plano cartesiano com as ordenadas representando a tensão de cisalhamento e as abscissas o deslocamento no sentido do cisalhamento. Pode-se verificar a presença de uma tensão máxima de ruptura e uma tensão residual. Vale ressaltar que a tensão do cisalhamento do solo é normalmente menor que a tensão máxima obtida.

A Figura 4 apresenta uma ruptura típica de argilas rijas e duras ou areias compactas, quando ocorre um ganho acentuado de resistência no início e após um certo ponto a resistência cai com o aumento de deformação. Este gráfico representa uma ruptura frágil.

Figura 4: Representação do resultado típico do ensaio de cisalhamento – areia compacta ou argila rija e dura

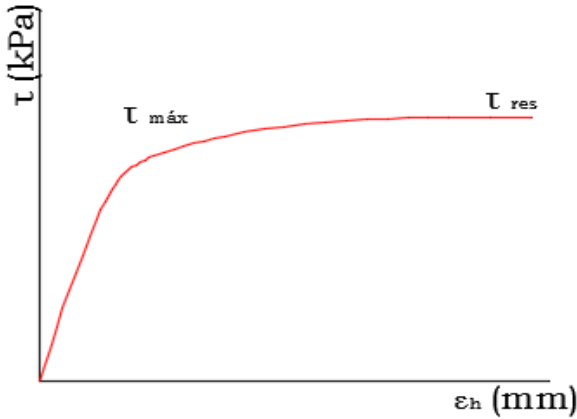


Fonte: Do autor.

Onde $\tau_{m\acute{a}x}$ é a tensão de pico e τ_{res} é a tensão residual.

Para o caso de argilas moles ou areias fofas, o gráfico que se obtém é o apresentado pela Figura 5.

Figura 5: Representação do resultado do ensaio de cisalhamento direto - areia fofa ou argila mole



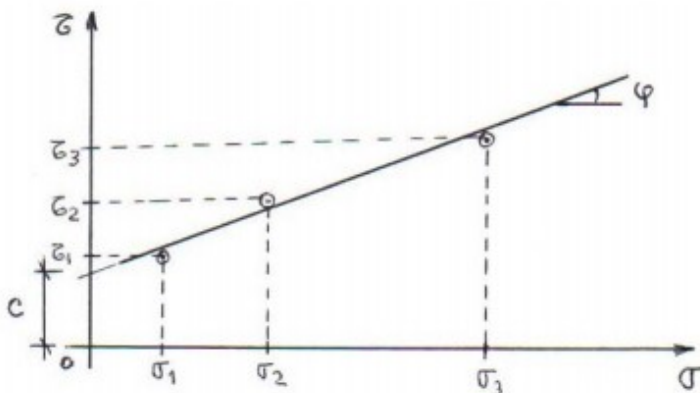
Fonte: Do autor.

Onde $\tau_{\text{máx}}$ é a tensão de pico e a τ_{res} é a tensão residual.

Segundo Marangon (2009), para a perfeita execução do ensaio deve-se registrar além da tensão cisalhante e o deslocamento horizontal, a deformação vertical do CP para verificar se houve variação de volume no CP.

Ao se realizar este ensaio para diversas tensões normais diferentes (onde $\sigma_1 < \sigma_2 < \sigma_3$), consegue-se construir a curva de resistência do solo analisado, como representado na figura 6.

Figura 6: Envoltória de Mohr-Coulomb



Fonte: Marangon (2009).

Onde se tem que C é o valor de coesão, τ_i é a tensão cisalhante e φ o ângulo de atrito interno.

Este ensaio não fornece os parâmetros de deformabilidade dos solos e nem se tem como controlar a condição de drenagem do corpo de prova, assim, por conta disso o ensaio não fornece valores de pressão neutra. Dessa forma o ensaio de ser executado com uma velocidade compatível com aquela que o solo irá experimentar naturalmente ou que garanta a dissipação das pressões neutras, de forma a se obter a resistência efetiva do solo. Ainda, observa-se que os resultados obtidos no ensaio de cisalhamento direto só são confiáveis quando a ruptura obtida for uma ruptura plástica, pois quando isso ocorre, garante-se que não há diferenciação dos esforços na seção do rompimento. Para o caso de ruptura frágil, a curva estará defasada da curva real, devido à diferença dos esforços na periferia e no centro do CP (MARANGON,2009).

Quando o ensaio é realizado em areia, considera-se que haja dissipação da pressão neutra e que toda a tensão seja efetiva (ensaio consolidado-drenado). Quando feito em argila pode se obter resultados tanto para ensaios drenados quanto para não-drenados. Caso haja um carregamento muito rápido, considera-se que não haverá drenagem no corpo de prova argiloso e assim se obtém a resistência não-drenada do solo. Para o outro caso, o ensaio deve ser feito de forma lenta conforme indica Das (2011).

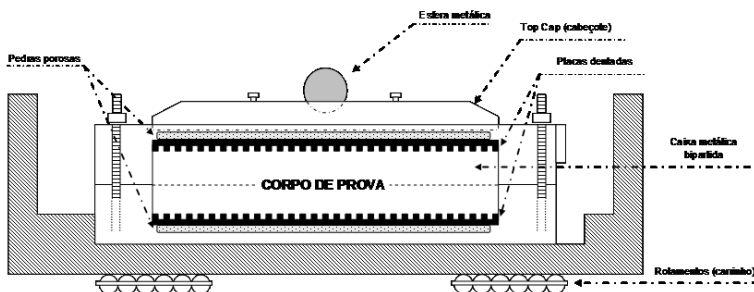
2.2.2.1 Execução do Ensaio

O ensaio de cisalhamento é executado na condição Consolidado-Drenado (CD), quando o carregamento é feito de forma lenta, isso significa que não se retém a saída de água da amostra, assim não é verificado a presença de pressão neutra na amostra (VARGAS, 1977). O ensaio ocorre em duas etapas descritas a seguir: a consolidação e o cisalhamento.

Na etapa de consolidação do corpo de prova, ocorre a aplicação de uma carga de projeto, com valores próximos aos valores de atuação no campo. Por conta do carregamento, haverá a saída de água da amostra e a redução do índice de vazios. Esta etapa se assemelha a um ensaio de adensamento e desta forma, deve-se aguardar o fim de toda compressão causada pelo carregamento normal, sendo só assim possível proceder à segunda etapa, após a estabilização de volume.

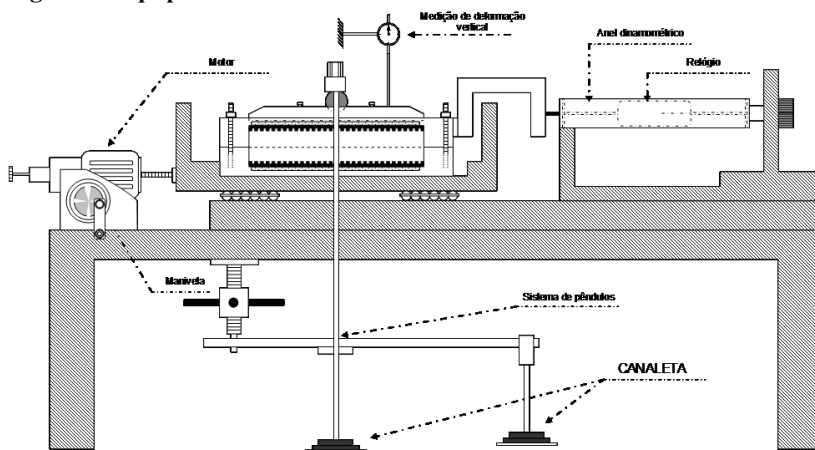
O cisalhamento da amostra ocorre após a etapa de consolidação, e tem como objetivo principal verificar a maior tensão cisalhante que o solo consegue suportar. Este ensaio possui uma superfície de ruptura imposta e isso se deve a movimentação de metade da caixa que contém a amostra de solo, o mecanismo da prensa de cisalhamento está apresentado nas Figuras 7 e 8 (HIGASHI, 2014).

Figura 7: Equipamento de Cisalhamento Direto - Célula



Fonte: Higashi (2014).

Figura 8: Equipamento de cisalhamento direto - Prensa



Fonte: Higashi (2014).

Como o ensaio não fornece prontamente maneiras de mensurar as pressões neutras desenvolvidas ao longo do cisalhamento, a velocidade de aplicação da deformação do corpo de prova é condicionada ao tipo de solo ensaiado. Significa dizer que em solos de baixa permeabilidade, como é o caso de solos argilosos e o caso do solo utilizado nesta pesquisa, os incrementos de deformação ocorrem de forma lenta. Para o caso de solos com teores de areia mais marcantes, ou solos arenosos, a velocidade pode ser um pouco mais elevada.

Para se obter a condição de ensaio consolidado-drenado em solos argilosos, a velocidade de cisalhamento deverá ser lenta o suficiente a fim de se obter a dissipação das pressões neutras do solo. A condição imposta ao ensaio de cisalhamento direto (CD ou CU) dependerá da finalidade para qual os parâmetros de resistência do solo ensaiados são almejados. Para o caso de se analisar a resistência a ruptura de um talude de solos argilosos, a condição que se busca é a de CU, uma vez que a velocidade com que a ruptura acontecerá em campo não permitirá a dissipação das pressões neutras. Em contrapartida, para taludes de solos arenosos, a condição de ensaio deverá ser CD pois, nesse caso, a permeabilidade do solo é alta o suficiente para permitir que a ruptura ocorra de forma drenada, ou seja, permitirá a dissipação das pressões neutras pelo solo mais granular.

Vale ressaltar que a caixa de cisalhamento impõe a superfície de ruptura, ficando a cargo da amostragem e moldagem a confiabilidade dos resultados obtidos em solos coletados no campo. Esta pesquisa busca

minimizar essa variável utilizando corpos de provas moldados a partir de uma amostra compactada de solo.

Contudo, segundo Espindola et al. (2010), pode haver uma variação de cerca de 4° no ângulo de atrito interno e de aproximadamente 7kPa na coesão, apenas devido à ordem ensaiada das amostras moldadas. A Tabela 2 apresentam a ordem das amostras moldadas em corpos de prova compactados para o ensaio de cisalhamento direto. A Tabela 3 apresenta as envoltórias para os diversos ensaios de cisalhamento direto feitos.

Tabela 2: Ordem dos moldes ensaiados nos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas

Envoltória	1° Estágio (31,35kPa)	2° Estágio (74,10kPa)	3° Estágio (121,6kPa)
1 ^a	Topo	Meio	Base
2 ^a	Topo	Base	Meio
3 ^a	Meio	Topo	Base
4 ^a	Meio	Base	Topo
5 ^a	Base	Topo	Meio
6 ^a	Base	Meio	Topo
7 ^a	Meio	Meio	Meio

Fonte: Espindola et al. (2010), modificado pelo autor.

Tabela 3: Resultado dos ensaios de cisalhamento direto em amostras compactadas

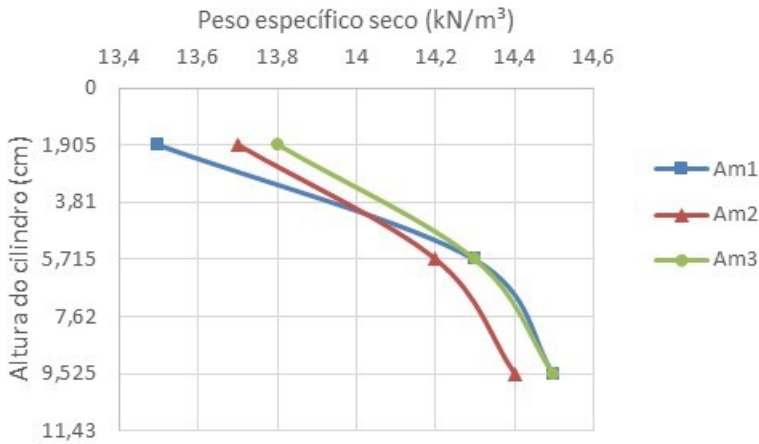
Envoltória	Equação	R²	Ø' (°)	c' (kPa)
1	$\tau = 0,75.\sigma_n + 4,90$	0,999	37	4,9
2	$\tau = 0,73.\sigma_n + 7,07$	0,99	36,3	7,07
3	$\tau = 0,74.\sigma_n + 4,62$	0,999	36,7	4,62
4	$\tau = 0,66.\sigma_n + 11,30$	0,974	33,2	11,3
5	$\tau = 0,72.\sigma_n + 6,66$	0,999	35,6	6,66
6	$\tau = 0,64.\sigma_n + 11,40$	0,992	32,8	11,4
7	$\tau = 0,73.\sigma_n + 6,68$	0,999	36	6,68

Fonte: Espindola et al. (2010), modificado pelo autor.

Pode-se observar que as envoltórias 2 e 5 apresentam os valores mais próximos da referência (envoltória 7), sendo estes variando cerca de 0,4° no ângulo de atrito e 0,4kPa na coesão.

Toda essa variação ocorre devido a mudança do peso específico aparente seco dentro da altura do corpo de prova compactado (apresentado na Tabela 4 e Figura 9). A conclusão dos autores resulta que a há necessariamente uma disposição das amostras moldadas para que a variação devido a compactação seja reduzida e assim os valores de ângulo de atrito e coesão sejam os mais coerentes com o real.

Figura 9: Gráfico de variação do peso específico na amostra compactada.



Fonte: Espindola et al. (2010), modificado pelo autor.

Tabela 4: Valores de pesos específicos na amostra compactada.

Altura (cm)	Amostra 01 ys (kN/m3)	Amostra 02 ys (kN/m3)	Amostra 03 ys (kN/m3)
Topo (0,00 a 3,81)	13,5	13,7	13,8
Meio (3,81 a 7,62)	14,3	14,2	14,3
Base (7,62 a 11,43)	14,5	14,4	14,5

Fonte: Espindola et al. (2010), modificado pelo autor.

O resultado do ensaio de cisalhamento direto foi considerado como sendo os valores referência nesta pesquisa.

2.3 ENSAIOS GEOTÉCNICOS DE CAMPO

Os ensaios geotécnicos de campo aparecem como uma forma de mapeamento total do solo de uma região com utilização diversos pontos de ensaio a um custo relativamente baixo e com resultados prontamente disponíveis conforme Guiacheti e Queiroz (2004) mencionam. Com base nisso, diversos ensaios foram desenvolvidos para se obter parâmetros do solo, ainda com uma boa confiabilidade dos resultados.

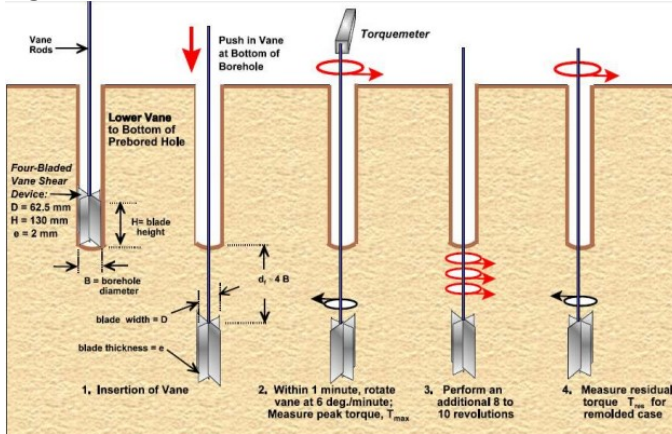
Como solos diferentes possuem propriedades e comportamentos distintos, foram criados diversos equipamentos para a obtenção dos parâmetros. Ensaios como Vane test (Ensaio de Palheta), Cone Penetration Test (CPT), Dilatômetro de Marchetti (DMT), Pressiômetro de Menard (PMT) e Standard Penetration Test (SPT) surgem como algumas das alternativas para os ensaios de laboratório.

Segundo Sandrini (2006), diversos ensaio de laboratório, como por exemplo o ensaio de cisalhamento triaxial, vem se tornando pouco utilizados devido à crescente popularidade de ensaios de campo, assim como outros fatores.

Ensaios geotécnicos de campo, como o Vane test (figura 10), apesar de algumas limitações, apresenta-se como sendo a alternativa mais frequente quando se trata da obtenção da resistência não drenada de solos moles (SANDRINI, 2006). Segundo Marangon (2009), o ensaio consiste na simples aferição de um torque proporcionado pelo giro sob velocidade constante de uma palheta cravada no solo.

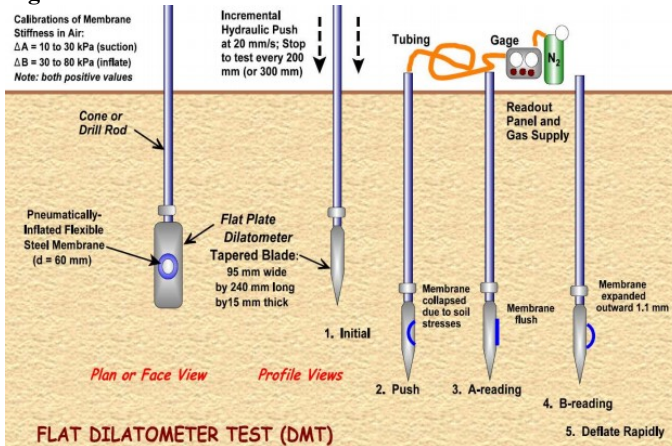
Equipamentos como o DMT (figura 11), desenvolvido pelo Prof. Silvano Marchetti na década de 1970, e o PMT (figura 12), apresentado por Louis Ménard em 1955, não possuem uma metodologia normatizada no Brasil, segundo Penna (2010). Entretanto, a execução dos ensaios está assegurada pelas normas europeia (*Eurocode*) e americana (ASTM).

Figura 10: Ensaio Vane Test



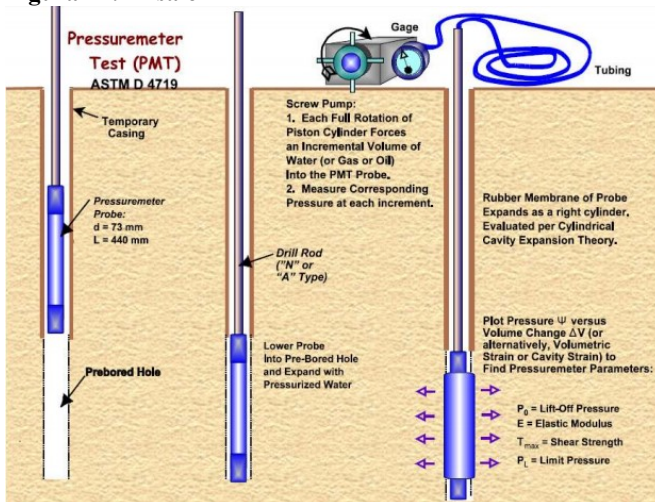
Fonte: Penna (2010).

Figura 11: Ensaio DMT



Fonte: Penna (2010).

Figura 12: Ensaio PMT



Fonte: Penna (2010).

O ensaio DMT, segundo Kormann (2002) é pouco agressivo ao solo, quando comparado aos demais ensaios, e fornecem, a partir de equações semi-empíricos descritas na literatura, os mais diversos parâmetros de projetos.

O ensaio PMT, por sua vez, permite medir diretamente as tensões de campo e montar a curva de tensão versus deformação do material. Contudo, Guiacheti et al. (2014) afirma ser difícil realizar e interpretar os resultados vindo do equipamento.

A utilização de ensaios de campo provém da necessidade de resultados mais rápidos e de maior abrangência do terreno pesquisado. Dos equipamentos para análise do solo diretamente no campo, os mais famosos, com maiores utilizações e que apresentam boa parte das correlações utilizadas nos projetos de engenharia são: o Standard Penetration Test (SPT) e o Cone Penetration Test (CPT).

O SPT foi originalmente desenvolvido nos Estados Unidos na década de 20, chegando ao Brasil no fim da década de 30 (VARGAS, 1989). Este equipamento está tão disseminado por conta do baixo custo de aplicação e também do equipamento, assim como a simplicidade de execução, de obtenção dos resultados e da análise destes (KORMANN, 2002).

O ensaio ocorre conforme descrito na norma NBR 6484/01, para a obtenção do Índice de Resistência à Penetração (N_{spt}). Este índice é

obtido a partir da soma dos números de golpes dos dois últimos 15cm de cravação do tubo de 50,2mm de diâmetro externo sob a ação de queda livre de um martelo de 65kg a uma altura de 75cm.

O ensaio é base para diversos métodos semi-empíricos para obter os parâmetros de resistência dos solos (e.g. AOKI; VELLOSO, 1975, DÉCOURT; QUARESMA, 1978), como também Mello (1978) e Stroud (1981) relacionaram o N_{spt} com propriedades dos solos granulares e argilosos. Vale lembrar que estas correlações são muitas vezes questionáveis e devem ser feitos estudos mais aprofundados para que se comprove a veracidade para solos e condições distintas daquelas feitas nos trabalhos originais (KORMANN, 2002).

Mesmo sendo um ensaio simples, muitas empresas não possuem o devido controle de qualidade, nem a manutenção necessária para o equipamento ou seguem normas estrangeiras para a execução do ensaio, fatos estes que resultam em diferentes valores de N_{spt} para ensaios produzidos nos mesmos solos (GIACHETI et al., 2014). Estes problemas não estão diretamente ligados ao ensaio SPT, muito menos aos ensaios de campo em geral, uma vez que o engenheiro Geotécnico pode e deve verificar se o trabalho está sendo feito de acordo com as premissas aceitas.

Uma outra prática que tem se desenvolvido no país é o ensaio de penetração do cone (Cone Penetration Test, CPT) que tem sua aplicação bastante difundida internacionalmente. Nos tempos atuais o ensaio possui equipamentos e adaptações mais versáteis, medições mais confiáveis e mais econômicas por conta da utilização de dispositivos eletrônicos (KORMANN, 2002).

O ensaio surgiu na Holanda em 1934, onde boa parte dos solos possui baixíssima resistência, e se consolidou como ferramenta de investigação dos solos da década de 50. A técnica consiste na cravação de uma sonda a velocidade constante, esta sonda envia dados para um computador tanto da resistência de ponta quanto para a resistência lateral. É um modelo reduzido de uma cravação de estaca (Prova de carga) (MARANGON, 2009). Segundo Campanella (1995) este ensaio do CPT é utilizado principalmente para a estratigrafia e para avaliações preliminares de dos parâmetros do solo. Na década de 80 alguns autores (e.g. LUNNE et al., 1997; DANZIGER; SCHNAID, 2000) estudaram o chamado CPTu, quando se aprimorou a habilidade de monitoramento da poropressão do solo durante o processo de cravação da sonda (KORMANN, 2002).

O ensaio pode fornecer diversos parâmetros como coeficiente de empuxo, ângulo de atrito, módulo de elasticidade, resistência não drenada, razão de pré-adensamento, permeabilidade, entre outros

(GIACHETI; QUEIROZ, 2004, MARANGON, 2009) contudo vale ressaltar que esses parâmetros, assim como os fornecidos pelo SPT, são mediante correlações (QUARESMA et al., 1996).

Tanto o CPT quanto o SPT e assim como os outros diversos ensaios de campo a forma de se obter os parâmetros de resistência é por intermédio de correlações ou métodos semi-empíricos. O Borehole Shear Test (BST) por sua vez fornece diretamente a tensão de cisalhamento do solo. Como uma das vantagens em relação aos demais ensaios de campo, pode-se observar uma menor variabilidade dos resultados obtidos (LUTENEGGER; TIMUAN 1987).

Como este trabalho trata da utilização deste equipamento, uma revisão mais completa será feita adiante.

2.3.1 Borehole Shear Test

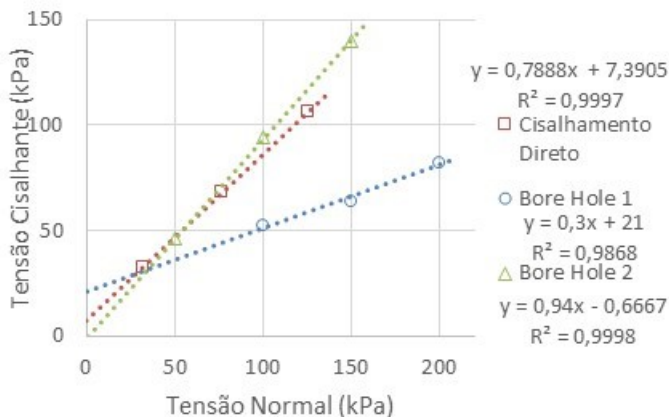
Uma forma de executar o ensaio de cisalhamento direto em campo é por meio do equipamento Borehole Shear Test. Ele se apresenta como uma alternativa com menor tempo de execução para se obter coesão e ângulo de atrito do solo analisado.

No Brasil, o uso deste equipamento ainda é pouquíssimo conhecido e foi verificado apenas a pesquisa publicada pelo Laboratório de Mapeamento Geotécnico (LAMGEO) em parceria com o Centro Universitário de Estudos e Pesquisas sobre Desastres (CEPED) da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) sobre esse assunto até o momento. A UFSC obteve o primeiro BST brasileiro e iniciou pesquisas com a utilização deste equipamento em 2014.

2.3.1.1 Pesquisa Realizada Pela UFSC

Os ensaios realizados com intermédio do equipamento sempre mostraram resultados coerentes com a teoria, contudo em diversos locais de execução do ensaio BST, os valores das envoltórias se mostraram diferentes das envoltórias dadas pelo cisalhamento direto, como mostrado pela figura 13.

Figura 13: Variação do resultado do ensaio de campo e laboratório



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

No entanto, segundo Sakamoto et al. (2014), as envoltórias apresentaram uma baixa dispersão, porém tinha grande variação nos resultados do ensaio de resistência ao cisalhamento em condições de umidade natural (figura 14) isso devido às condições de heterogeneidade do solo e ao alto índice pluviométrico antes da execução de um ensaio.

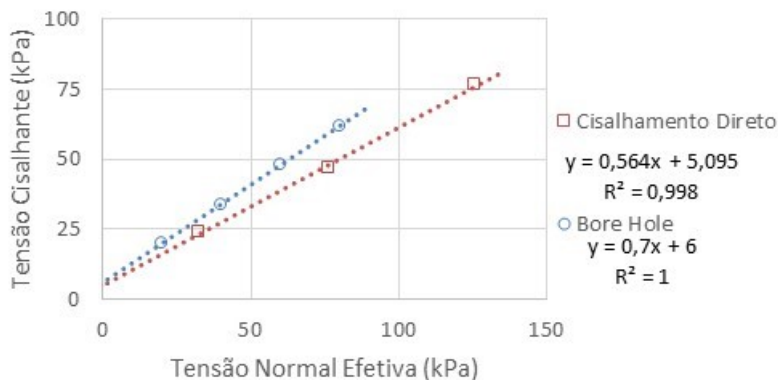
Figura 14: Execução do ensaio BST em teor de umidade natural



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

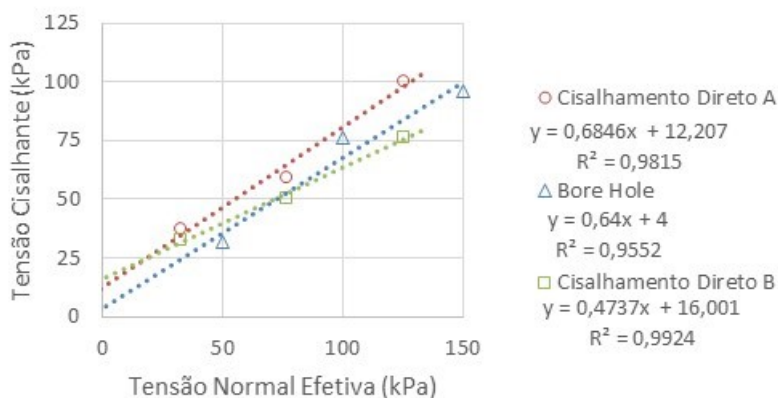
Nas amostras em condições inundadas os resultados dos ensaios mostraram envoltórias bastante coerentes com aquelas dadas pelo cisalhamento direto, apresentado nas figuras 15 e 16.

Figura 15: Resultado do ensaio de Cisalhamento Direto e do BST na condição inundada em região de encosta.



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

Figura 16: Variação do resultado do ensaio na condição inundada devido à heterogeneidade do solo.

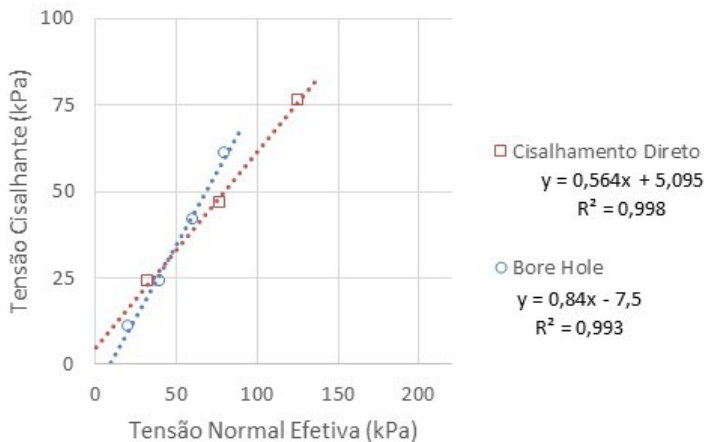


Fonte: Sakamoto et al. (2014).

Alguns resultados apresentaram valores de coesão negativa como o observado na figura 17, para esse fato o manual do equipamento e Sakamoto et al. (2014) descrevem que estes valores negativos

influenciam levemente no ângulo de atrito e podem ser desconsiderados, fazendo a envoltória passar pela origem.

Figura 17: Resultado do ensaio BST com coesão negativa



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

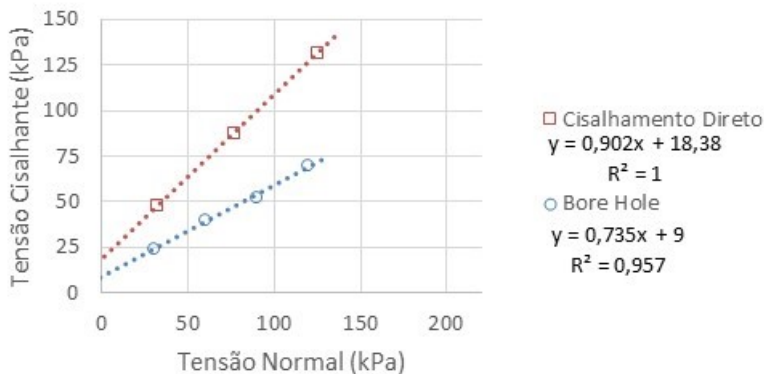
Contudo, Sakamoto et al. (2014) apresentam resultados do ensaio de cisalhamento na umidade natural de um solo visualmente homogêneo (figura 18) que diferem dos valores de cisalhamento direto (figura 19).

Figura 18: Coleta de amostra para ensaio de cisalhamento direto.



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

Figura 19: Variação dos resultados na condição de umidade natural em solo homogêneo.



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

Devido a resultados como estes que o presente trabalho buscou analisar os valores da resistência ao cisalhamento em corpos de prova padronizados, reduzindo assim as possíveis variáveis envolvidas.

2.3.1.2 Demais Pesquisas

Ainda que no Brasil o BST seja pouco conhecido e utilizado, existem diversas publicações sobre este assunto no exterior, vários estudos em andamento, uma proposta de normatização americana e várias empresas de investigação geotécnica utilizam o BST para análise de estabilidade de encostas e para a obtenção de parâmetros de resistência do solo para construções em geral.

Este equipamento foi utilizado em ambiente marinho raso para a investigação geotécnica das fundações da Sunshine Skyway Bridge segundo Handy et al. (1985) apud Khoury e Miller (2006), e diversos autores (SAKAMOTO, 2016, KHOURY; MILLER, 2006, HANDY, 1986, BULLOCK; FAILMEZGER) utilizaram o Borehole Shear Test de forma satisfatória para análise de estabilidade de encostas.

Ainda existem aspectos sendo debatidos, principalmente quando se tratando dos efeitos de perturbação do furo, condições de drenagem, variação de esforço cortante, e assim por diante (LUTENEGGER; TIMUAN, 1987). Contudo, a execução do método tradicional e de suas modificações e implementações são alvo de estudos de diversos pesquisadores (LUTENEGGER; HALLBERG, 1981, HANDY et al.,

1985, HANDY, 1986, LUTENEGGER; TIMUAN, 1987, BALLOUZ; KHOURY, sem ano, KHOURY; MILLER, 2006).

O uso do equipamento BST apresenta-se como um ensaio de relativa facilidade de utilização, rapidez de execução e baixa variabilidade dos resultados (LUTENEGGER; TIMUAN, 1987).

2.3.1.3 O Equipamento

Este equipamento pode ser dividido em duas partes principais, sendo elas a base e a sonda (figuras 20 e 21, respectivamente). Na base encontra-se o aparato de medição da tensão cisalhante, ela suporta dois cilindros hidráulicos conectados a um manômetro. A base ainda contém uma manivela que serve para criar a força de arrancamento necessária para a determinação da tensão e para que isto ocorra, a base se liga à sonda por meio de hastes de metal presas a um parafuso sem fim.

Figura 20: Parte constituinte da sonda cisalhante.



Fonte: Do autor.

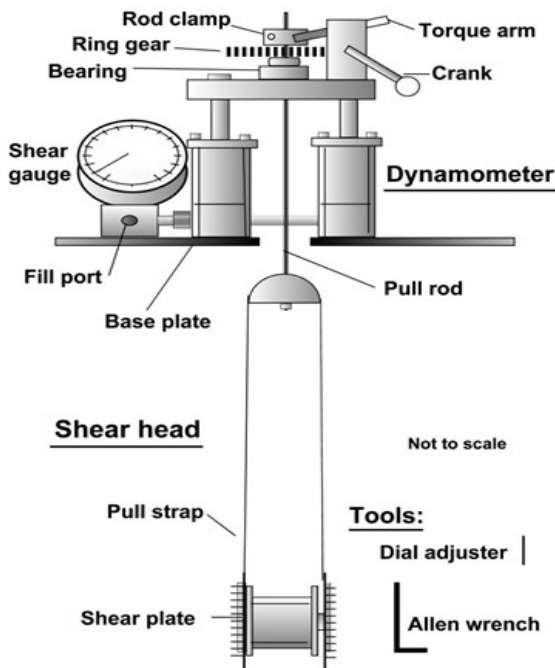
Figura 21: Base do BST onde pode-se visualizar a manivela e o manômetro.



Fonte: Do autor.

A sonda é a parte do equipamento que está em contato direto com o solo. Ela possui um diâmetro total de 85,0mm na região onde os chamados “pratos de cisalhamento” estão, quando estes se encontram expandidos. Estes pratos são superfícies dentadas de metal para haver aderência necessária entre solo e metal e estão diametralmente opostos. No centro da sonda há um dispositivo que aplica uma força normal aos pratos, fornecendo uma tensão normal conhecida de consolidação. Para a aplicação da força, há uma bomba manual de ar, com um manômetro acoplado, esta bomba infla o dispositivo entre os pratos aplicando, então, uma tensão normal ao solo. Os detalhes do equipamento são expostos na Figura 22.

Figura 22: Equipamento Borehole Shear Test



Fonte: Handy Geotechnical Instruments, Inc.

2.3.1.4 Execução do Ensaio *Borehole Shear Test*

A execução do ensaio começa com a importante decisão de como se executar o furo no terreno a ser investigado, pois dependendo do tipo de perfuração utilizada pode-se afetar diretamente os resultados. Primeiramente, segundo Lutenegeger (1987) o diâmetro do furo aceitável para a execução do ensaio deve ter de 69,9mm a 79,0mm, dependendo do modelo do equipamento, contudo o mesmo autor afirma que em alguns experimentos os pratos de cisalhamento não permanecem completamente engatados ao solo para diâmetros maiores que 73,0mm, o equipamento utilizado possui 75,0mm fechado e aproximadamente 85,0mm expandido. No caso de furos com diâmetros maiores que o diâmetro máximo citado, existe a possibilidade de a sonda não manter contato total com o solo no furo, ou seja, não estar completamente aderido ao solo, ou então, o solo ao reduzir o índice de vazios, a tensão real no solo ser menor que tensão

aplicada pela bomba de ar. Para esses casos, o ensaio deixará de fornecer dados válidos.

Em todos os casos, na hora da execução do furo deve-se minimizar a perturbação criada no solo, evitando-se o amolgamento e a perda da estrutura original do solo. No método sugerido para a execução do ensaio, Lutenegeger (1987) descreve os equipamentos que podem ser utilizados para a escavação e por meio da Tabela 5 o autor apresenta uma relação de qual método utilizar para determinado tipo de solo.

Tabela 5: Equipamentos para execução de furo.

Tipo de Solo		Preparação do Furo	
		Tubo de Amostragem	Trado Manual
Solos Argilosos	Mole	x	x
	Média	x	x
	Dura	x	x
Solos Siltosos	Acima do *NLF	x	x
	Abaixo do NLF	**NA	NA
Solos Arenosos	Acima do NLF	NA	x
	Abaixo do NLF	x	NA

Tipo de Solo		Preparação do Furo	
		Trado Motorizado	Perfuratriz
Solos Argilosos	Mole	x	x
	Média	x	x
	Dura	x	x
Solos Siltosos	Acima do *NLF	x	NA
	Abaixo do NLF	x	x
Solos Arenosos	Acima do NLF	NA	x
	Abaixo do NLF	NA	x

*NLF: Nível do Lençol Freático.

**Não Aplicável.

Fonte: Lutenegeger (1987), adaptado pelo autor.

O mesmo estudo afirma que, no caso de utilização de um método diferente destes citados, o procedimento adotado, assim como a forma com que foi executado, deverá ser descrito detalhadamente.

Para os métodos manuais, destacam-se o uso dos trados e do tubo de amostragem de solo. Para o trado, além da restrição criada pelos diâmetros mínimos e máximos, o método sugere a utilização de apenas dois tipos, o tipo holandês (Iwan type, figura 23) e o tipo caneca (bucket type, figura 24). De acordo com a empresa de equipamentos SoloTest, o

tipo holandês é mais adequado a solos argilosos ou fibrosos enquanto o tipo caneca se adequa melhor a solos do tipo arenoso ou heterogêneos e muito úmido.

Figura 23: Trado tipo holandês.



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

Figura 24: Trado tipo caneco



Fonte: Sakamoto et al. (2014).

Os tubos de amostragem de solo possuem uma extensão de 30cm e sugere-se inserir o tubo no solo e retirá-lo vagarosamente para reduzir os efeitos de sucção e as perturbações no solo.

Após a execução do furo, com seus devidos cuidados, introduz-se a sonda cisalhante e aplica-se a menor tensão normal que se usaria. Esta deve ser a menor, para se obter a menor tensão cisalhante do solo como o primeiro ponto da envoltória de ruptura. As tensões aplicadas são normalmente iguais ou próximas das tensões aplicadas no Ensaio de Cisalhamento Direto, que, por sua vez, são aquelas tensões no qual o solo pode chegar a sofrer.

Em seguida, é executada a etapa de consolidação. Uma carga é aplicada nos pratos, que por sua vez a transferem para a parede do furo e, então, deve-se esperar um tempo para que haja a consolidação das paredes. O tempo de espera deve ser maior que 5 minutos, sendo que, segundo Lutenegeger (1987), esta consolidação se dá em torno de 15 minutos para as argilas saturadas. Para os solos granulares o tempo de espera pode ser menor, porém sempre acima do limite mínimo estipulado anteriormente.

Após a etapa de consolidação do solo da parede do furo, aplica-se a força de cisalhamento por meio do giro da manivela na base. Esta deve ser rotacionada a uma velocidade de aproximadamente 2 voltas por segundo, e deve-se manter o ritmo até que o ponteiro do manômetro indique a tensão máxima de ruptura alcançada.

A indicação da tensão de cisalhamento máxima pode ser visualizada de duas formas distintas, uma delas por uma queda repentina da tensão cisalhante marcada pelo ponteiro no manômetro, seguido da permanência dela em valores menores que aqueles vistos até o momento. A tensão máxima é aquela imediatamente anterior à queda da marcação do ponteiro, ou seja, a maior tensão verificada no mostrador.

A outra forma de se observar a tensão máxima de cisalhamento para uma dada tensão normal é pela estabilização da tensão cisalhante, isto é verificado pela marcação constante do ponteiro em um valor de tensão, ou por uma elevação tênue do mesmo. O critério para a paralisação do ensaio é dado ao se girar a manivela de 20 a 25 vezes não apresentando qualquer elevação marcante da tensão cisalhante. Estudos mostram que a tensão cisalhante máxima vista em qualquer solo é conseguida antes de 5 milímetros de deslocamento da sonda em relação ao seu ponto inicial (LUTENEGGER, 1987).

Em qualquer dos casos, ao se atingir a tensão cisalhante máxima, deve-se paralisar o ensaio, retornando a tensão cisalhante para o zero. Faz-

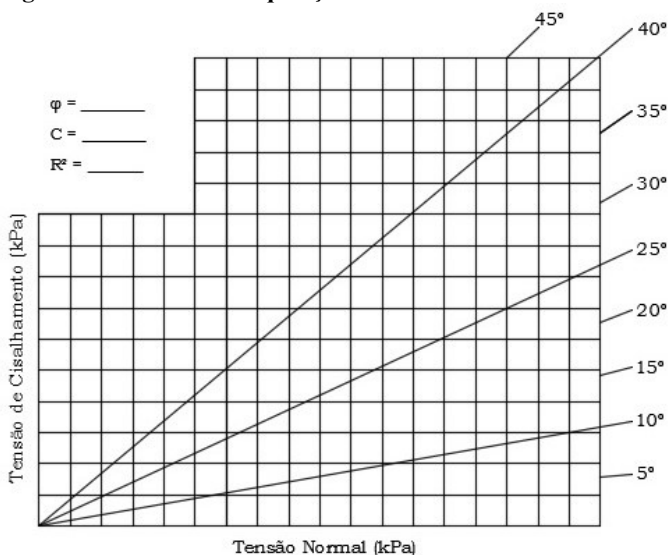
se isso girando a manivela no sentido inverso, para aliviar as tensões aplicadas à haste.

Em seguida, de acordo com vários autores (BECHTUM, 2012, KHOURY; MILLER, 2006, LUTENEGGER, 1987, BALLOUZ; KHOURY, sem ano) pode-se optar por continuar o ensaio de duas formas. A primeira forma é apresentada passo a passo por Ballouz e Khoury (sem ano) como sendo a forma contínua do ensaio. Os autores mantêm a pressão manométrica na bomba de ar, ou seja, mantém o solo sob atuação da tensão normal aplicada anteriormente, e a sonda cisalhante permanece no mesmo lugar.

Segue-se o ensaio aplicando o próximo estágio de tensão normal e repete-se o ensaio como descrito anteriormente. As diferenças estarão apenas nos valores de tensões e no tempo de consolidação, que para as demais etapas o tempo necessário é inferior, podendo ser o mínimo permitido (5 minutos), variando conforme o tipo de solo (BALLOUZ; KHOURY, sem ano).

A outra opção para a execução do ensaio, segundo Lutenegger (1987), se dá pela mudança da posição da sonda cisalhante. Para isso, deve-se liberar a pressão normal da sonda, retira-la do furo e limpa-la, para que, então, seja novamente inserido no furo em uma posição acerca de 100mm acima ou abaixo da altura original, ou se mantém a mesma posição, contudo rotaciona a sonda 90° da orientação da primeira etapa. Lutenegger e Hallberg (1981) afirmam não haver diferença entre as opções e descrevem que ambos os métodos apresentam essencialmente o mesmo ângulo de atrito.

O gráfico de tensão normal por tensão cisalhante é montado a partir dos dados coletados e plotados diretamente na planilha de aquisição dos dados em campo, como mostrado na Figura 25, disponibilizada pelo manual do equipamento. A definição de coesão e ângulo de atrito diretamente no campo é facilitada com os traços de apoio presentes na planilha.

Figura 25: Planilha de aquisição de dados.

Fonte: Manual do equipamento, modificado pelo autor.

2.3.1.5 Variações do Ensaio

Alguns autores aproveitaram o equipamento BST para a obtenção de outros parâmetros ou para a utilização de outras técnicas a partir de modificações no equipamento em si ou nos processos do ensaio. Uma das técnicas mais interessantes foi a estudada por Khoury e Miller (2006) para a verificar a influência dos parâmetros de sucção dos solos. Para o estudo, houve a inundação do furo em que se estava executando o ensaio. O Borehole Shear Test Inundado (originalmente Flooded Borehole Shear Test, FBST) foi comparado com a execução padrão do ensaio e concluiu que houve uma redução do ângulo de atrito e que o valor de coesão ficou geralmente menor para o ensaio inundado.

Lutenegger e Hallberg (1981) citam o equipamento Rock Borehole Shear Test (RBST) que é parecido com o BST original, mas possui uma capacidade de gerar tensões normais e cisalhantes maiores. Este equipamento foi desenvolvido inicialmente para ser usado em minas de rochas de menor resistência (como o carvão ou xisto), e, comparando com valores de ensaios de compressão triaxial, obteve-se valores maiores de ângulo de atrito.

O equipamento foi automatizado por Bathum (2012) que acrescentou a capacidade de carregamento cíclico (Cyclic Borehole Shear Test, CBST) e comparou os resultados de parâmetros de resistência obtidos pela versão automatizada e pela prensa de cisalhamento direto.

Abdelsalam et al. (2012) e Lutenegeger e Hallberg (1981) descrevem a utilização de outros tipos de pratos de cisalhamento. Os primeiros modificaram os pratos para obter dados de resistência por atrito lateral de estacas em perfil I, para isso, os pratos foram revestidos totalmente com aço deixando, com essa alteração, uma superfície lisa e muito parecida com a superfície da estaca comparada. Os segundos demonstraram que para determinados tipos de solos se tem uma melhor aderência em pratos de áreas menores. Lutenegeger (1987) apresenta uma tabela (Tabela 6) que relaciona os tipos de solo com quais pratos são mais adequados e qual a opção de ensaio pode ser escolhida. O método A é o ensaio de múltiplos estágios, ou contínuo, e o método B é o de estágio único, aquele que se retira a sonda e pode-se rotacioná-la.

Tabela 6: Pratos de Cisalhamento e opções do Método

Tipo de Solo		Pratos de Cisalhamento		Opções do Método
		32,3cm ²	4,1cm ²	
Solos Argilosos	Mole	X	NA	A
	Pouco rija	X	NA	A
	Dura	NA*	X	A-B
Solos Siltosos	Mole	X	NA	A
	Duros	X	NA	A-B
Solos Arenosos	Fofa	X	NA	A
	Densa	X	NA	A

*NA: Não Aplicável.

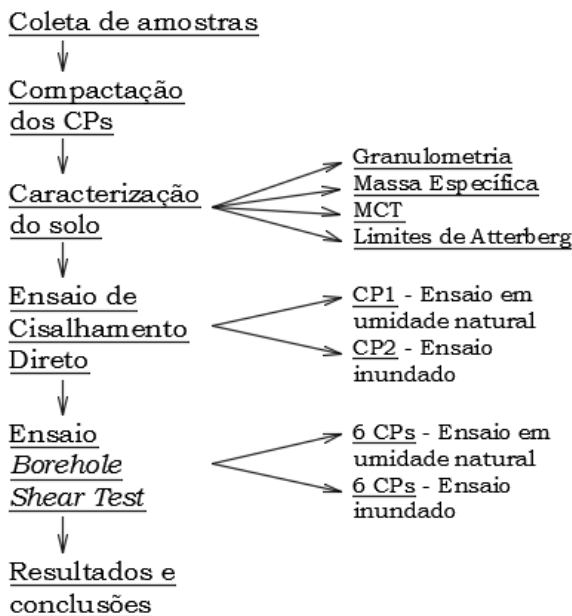
Fonte: Lutenegeger (1987), modificado pelo autor.

A metodologia do ensaio BST foi baseada nos conceitos apresentados buscando adequar os métodos e procedimentos de acordo com o que era necessário na pesquisa.

3 MATERIAIS E MÉTODO

A pesquisa foi feita seguindo os passos do fluxograma apresentado na figura 26.

Figura 26: Fluxograma de atividades.



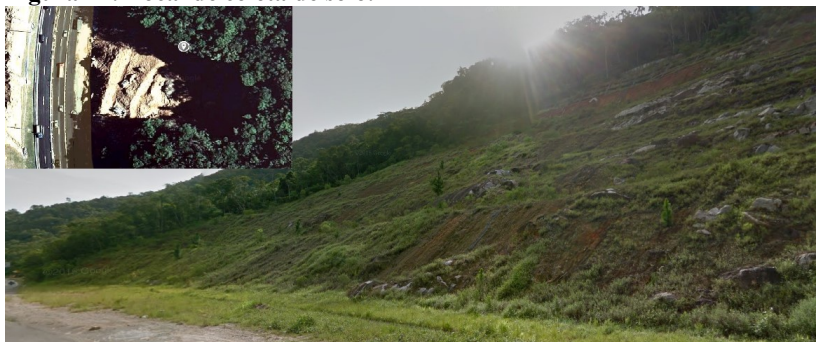
Fonte: Do autor.

Neste capítulo serão abordados os principais métodos utilizados na pesquisa, assim como as particularidades observadas durante os ensaios. Estão descritos os ensaios de caracterização dos solos, ensaios de resistência ao cisalhamento e os ensaios de compactação dos solos.

3.1 COLETA DE AMOSTRA E PROCEDIMENTOS

O solo coletado foi da região do deslizamento que ocorreu em 2008, na SC-401, próximo ao Corporate Park. A região escolhida para a coleta foi na lateral esquerda e aproximadamente a meia altura (Figura 27).

Figura 27: Local de coleta de solo.



Fonte: Google Maps, 2016.

Para que os experimentos contivessem o mesmo tipo de solo (e não solo de uma região mais profunda ou mais rasa) misturou-se toda a quantidade coletada até se obter homogeneidade das amostras. Como a quantidade total se aproximava de 100 kg, todo o solo foi comportado por 4 padiolas (Figura 28). O material de uma padiola foi posto a secar em estufa a 50°C. Após secagem do solo de uma padiola, a homogeneização das padiolas se deu transferindo partes iguais dos solos para bandejas (Figura 29), e dessas bandejas de volta para as padiolas. Este procedimento foi repetido 4 vezes até se notar homogeneidade entre as bandejas. O solo seco a 50°C, por ter uma coloração mais clara, serviu de balizador da mistura, uma vez que terminada a homogeneização não se verificou diferença da coloração das padiolas.

Figura 28: Padiolas com material coletado.



Fonte: Do autor.

Figura 29: Mistura e separação do solo.



Fonte: Do autor.

Este solo foi posto a secar em estufa a 50°C, toda a quantidade de solo foi destorroadada e separada em sacos de 4kg para a construção da curva de compactação e para os ensaios de caracterização e em sacos de 8kg para os ensaios que forneceriam os parâmetros de resistência do solo.

3.2 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os solos das áreas de pesquisa foram classificados de acordo o item número 5.1 – Preparação com Secagem Prévia - da norma NBR 6457/86 – Amostras de Solo - Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização.

3.2.1 Massa Específica Aparente Seca

A massa específica aparente natural foi determinada utilizando relação massa por volume do solo que foi ensaiado no ensaio de cisalhamento direto. Usou-se a massa da amostra de solo e o volume do molde metálico (10,16cm×10,16cm×2cm), considerando o teor de umidade do solo compactado como sendo o teor de umidade natural, ou seja, teor de umidade de compactação.

3.2.2 Teor de Umidade Natural

O teor de umidade natural foi determinado pelo método da estufa (de acordo com a NBR 6457/86), onde 6 (seis) amostras foram ensaiadas. O teor de umidade natural adotado para os ensaios de resistência foi aquele que se obteve do ensaio de compactação, uma vez que se utilizou a amostra compactada para a execução do ensaio.

3.2.3 Granulometria e Sedimentação

O ensaio de granulometria foi executado conforme a norma NBR 7181/84 (Análise Granulométrica) e utilizando o modelo de classificação exposto na norma NBR 6502/95 e apresentado na Tabela 7, em que o tamanho das partículas é expresso como uma porcentagem do peso seco total.

Tabela 7: Escala granulométrica segundo a NBR 6502/95

Classificação	Diâmetro dos grãos
Argila	Menor que 0,002mm
Silte	Entre 0,06mm e 0,002mm
Areia	Entre 2,0mm e 0,06mm
Pedregulho	Entre 60,0mm e 2,0mm

Fonte: NBR 6502/95.

Para se encontrar a distribuição do tamanho dos grãos, foram utilizados os dois métodos previstos em norma: (1) Ensaio de peneiramento, para partículas maiores que 0,075mm; (2) Ensaio de sedimentação, para partículas menores que 0,075mm.

3.2.3.1 Peneiramento Grosso

Este ensaio foi feito utilizando a sequência prevista em norma: 50,0mm, 38,0mm, 25,0mm, 19,0mm, 9,5mm, 4,8mm, 2,0mm. O material retido em cada peneira foi pesado para determinação da massa. O material passante na peneira #10 (2,0mm) foi separado e utilizado para a realização de outros ensaios.

3.2.3.2 Peneiramento Fino e Sedimentação

Com base no princípio da sedimentação dos grãos de solo na água, utilizou-se cerca de 70g de solo do material passante na peneira 2,0mm

para a sedimentação e peneiramento fino. As amostras de solo foram colocadas em um béquer com 125ml de defloculante durante 12 horas. Após esse tempo, a solução foi misturada com uma baqueta de vidro por um tempo não inferior a 15 minutos para a total dispersão do solo contido. Esta solução foi transferida para uma proveta graduada tomando cuidado para não sobrar nenhuma partícula de solo no béquer. Completou-se a proveta com água destilada até a marcação de 1000ml e agitou-se a mesma com movimentos circulares e energéticos por 1 minuto. Após esse tempo, em uma bancada fixa e rígida, colocou-se a proveta e, cuidadosamente foi inserido o densímetro para as 3 primeiras leituras do ensaio (leituras dos 30 segundos, 1 e 2 minutos). Após essas leituras, o densímetro era mantido em outra proveta com água destilada e colocado de volta na mistura cerca de 15 segundos antes da próxima leitura. Foram feitas as leituras nos tempos 4, 8, 15, 30 minutos e 1, 2, 4, 8 e 24 horas, sempre registrando a temperatura da água. Após a última leitura, foi repetido o início do ensaio para a confirmação das 3 primeiras leituras. Depois disso, o material foi vertido na peneira de 0,075mm e lavado com água potável a baixa pressão. Tomando cuidado para não se perder nenhuma partícula, o material foi transferido para uma bandeja e posto em estufa para secagem. Com este material foi realizado o peneiramento fino, passando nas peneiras 1,2mm, 0,6mm, 0,42mm, 0,3mm, 0,15mm, e 0,075mm e anotando-se o peso do material retido (HIGASHI,2014).

Através da curva granulométrica é possível obter o coeficiente de uniformidade (C_u), e o coeficiente de curvatura (C_c) do solo através das Equações 1 e 2 (DAS,2011).

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (1)$$

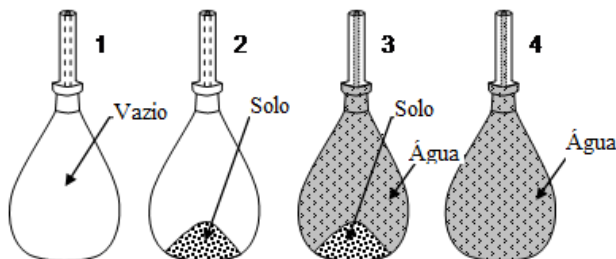
$$C_c = \frac{D_{30}^2}{D_{60} * D_{10}} \quad (2)$$

3.2.4 Massa Específica Real dos Grãos

A massa específica real dos grãos foi determinada tendo como base a NBR 6508/84, o ensaio é feito tomando-se 50 gramas de solo passante na peneira 4,8mm e adicionando-se água destilada até cerca de metade do picnômetro. Aplica-se um vácuo de 88 kPa (66cmHg a 0°C) e mexe-se por um tempo de 15 minutos para a eliminação das bolhas de ar presentes no solo. Este procedimento é repetido mais uma vez e então preenche-se o picnômetro com água destilada. Deve-se tomar o peso do picnômetro vazio e seco (1), do picnômetro mais o solo (2), do conjunto picnômetro-

solo-água (3), o peso do picnômetro cheio de água (4) e a temperatura da água no momento do ensaio para o cálculo. O ensaio é feito mais uma vez e o resultado é considerado satisfatório quando houver uma variação menor que $0,02 \text{ g/cm}^3$ (Figura 30).

Figura 30: Esquema da execução do ensaio.



Fonte: Higashi (2014).

3.2.5 Índices de Consistência

Uma argila extremamente seca não é moldável nem trabalhável, adicionando pequenas quantidades de água a este solo, ele vai se tornando cada vez mais suscetível a deformação. Quando adicionado uma certa quantidade de água, o solo se torna plástico, ou seja, moldável sem alteração de volume se adicionado mais água, chegará uma hora em que este mesmo solo se comportará como um líquido viscoso.

Estes limites observados por Atterberg, são os teores de umidade limites de um solo fino para passar de um estado semissólido a plástico (limite de plasticidade) ou de um estado plástico a líquido (limite de liquidez).

3.2.5.1 Limite de Plasticidade (Lp ou Wp)

Para a determinação do limite de plasticidade, foram realizados ensaios de acordo com a NBR 7180/84. A determinação se baseia na obtenção do menor teor de umidade do solo necessário para se moldar com a palma da mão em um vidro fosco um bastão de 10cm de comprimento por 3mm de diâmetro.

O ensaio é feito tomando uma amostra de 100 gramas de solo passante na peneira 0,42mm, adicionando-se água destilada e homogeneizando-se a amostra por cerca de 15 minutos. Em seguida, pega-se parte do solo para a moldagem do bastão com as configurações

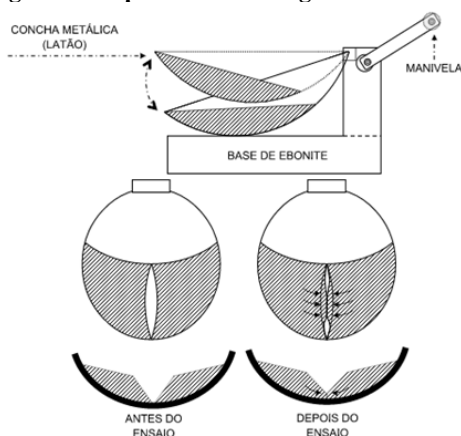
citadas anteriormente. Este bastão deve-se fragmentar ao atingir os 3mm de diâmetro. O cilindro obtido é usado para determinar o teor de umidade do solo. Esse procedimento é repetido três vezes. O teor de umidade adotado como sendo o limite de plasticidade é a média dos três valores obtidos, sendo que não pode haver diferença maior que 5% do valor da média.

3.2.5.2 Limite de Liquidez (Ll ou Wl)

Para a determinação do teor de umidade no qual o solo passa do estado plástico para o líquido – Limite de liquidez – foram realizados ensaios de acordo com a NBR 6459/84, com a utilização do aparelho de Casagrande (figura 31).

O ensaio é realizado tomando uma amostra de solo de 100 gramas passante na peneira 0,42mm, adiciona-se uma quantidade de água próxima a do seu limite de liquidez e após homogeneizar, coloca-se na concha de Casagrande uma pasta de solo que preencha 1cm de altura. Faz-se um sulco na pasta utilizando um cinzel indicado. A concha é levantada a altura de 1cm e cai, sendo 2 golpes por segundo. Registra-se o número de golpes necessários para o fechamento da ranhura em 13mm e coleta-se uma porção central onde a ranhura se fechou para a determinação do teor de umidade. Esse procedimento é feito cinco vezes de forma a obter um gráfico de teor de umidade versus o número de golpes em escala logarítmica. O limite de liquidez é o teor de umidade correspondente para que a ranhura se feche com 25 golpes.

Figura 31: Aparelho de Casagrande.



Fonte: Higashi (2014).

3.2.5.1 Índice de Plasticidade

Na mecânica dos solos o Índice de Plasticidade (IP) é obtido com base na diferença numérica entre o Limite de liquidez (LL ou WL) e o Limite de plasticidade (LP ou WP). O IP é expresso em porcentagem e pode ser interpretado, em função da massa de uma amostra, como a quantidade máxima de água que pode lhe ser adicionada, a partir de seu Limite de plasticidade, de modo que o solo mantenha a sua consistência plástica. Tendo como base o IP, as argilas podem ser caracterizadas da seguinte forma:

- Fracamente plásticas: $1 < IP < 7$;
- Medianamente plásticas: $7 < IP < 15$;
- Altamente plásticas: $IP > 15$.

Atterberg acreditava que a plasticidade do solo é definida por este índice, e quanto maior fosse o valor de IP, mais plástico seria o solo. Entretanto, já se sabe que o Índice de Plasticidade não é suficiente para julgar isto (VARGAS, 1977). Contudo este índice é necessário para o gráfico de plasticidade de Casagrande, base do Sistema Unificado de Classificação do Solo (DAS, 2011).

3.2.6 Classificação MCT – Método Expedito das Pastilhas

A metodologia MCT (Miniatura Compactada Tropical) é usada para classificar os solos tropicais tendo como base ensaios conduzidos em corpos de prova de dimensões reduzidas. Ela se mostra muito eficiente aos solos de países tropicais, entretanto a complexidade dos ensaios, a experiência dos profissionais de laboratório com a metodologia tradicional, os investimentos em novos equipamentos, assim como o próprio custo do ensaio fizeram com que fosse necessário se buscar uma forma mais simplificada, mas que ainda atingissem os mesmos objetivos (SANT'ANA, 2002 apud HIGASHI, 2006).

Diversos trabalhos foram feitos para que se pudesse classificar os solos de forma mais prática. Segue-se, conforme aponta Godoy (1997) apud Higashi (2006), os trabalhos realizados: Nogami e Cozzolino (1985), Fortes (1990), Fortes e Nogami (1991), Nogami e Villibor (1994), Godoy et al. (1994), Nogami et al. (1995), Godoy et al. (1996), Nogami e Villibor (1996) e Takaya (1997).

De uma forma geral, as pesquisas apresentam estudos com o uso de pastilhas de solos moldadas em anéis de diâmetro de 20mm por 5mm

de altura e a partir de variações e ensaios destas pastilhas, na classificação das amostras quanto à classe de solos tropicais.

Esta classificação correlaciona a contração e a penetração das pastilhas com o coeficiente c' e com o índice e' , respectivamente. Os autores citados afirmam que a contração nos solos pode se relacionar com a compressibilidade dos solos compactados e a penetração com a coesão e a resistência do solo quando em presença de água (NETO, 2004 apud HIGASHI, 2006).

Godoy (2000 e 1997) apud Higashi (2006) apresentou um sistema de classificação de solos a partir da moldagem de pastilhas e esferas. O objetivo principal da criação deste ensaio foi a necessidade de um método expedito de campo que faça a distinção do comportamento geotécnico dos solos tropicais, proporcionando uma hierarquização preliminar das amostras de solo ainda na fase de coleta dos mesmos.

3.2.6.1 Procedimentos

O procedimento e os equipamentos para a realização do ensaio de caracterização dos solos tropicais com base na metodologia MCT pelo método das pastilhas são apresentados a seguir conforme descritos por Sant'Ana (2002) apud Higashi (2006).

Os equipamentos para a execução do ensaio são os seguintes:

- Equipamentos convencionais: almofariz, proveta, peneiras (no 40 e no 200), balança 5kg, placa de vidro fosco, espátula e papel filtro;
- Equipamentos específicos: anéis de PVC rígido, teflon ou similar com 20mm de diâmetro interno e 5mm de altura, mini-penetrômetro com ponta plana e corpo cilíndrico de 1,3mm de diâmetro e peso total de 10g, placas de teflon de cerca de 1mm de espessura, fio de nylon esticado em arco de arame, circulador de ar, lupa (10x), escala de precisão graduada em mm, placa de pedra porosa capaz de manter a carga hidráulica negativa de 0,5mm.

Para a execução do ensaio devem-se peneirar aproximadamente 30g de material passante na peneira 0,42mm de uma amostra de solo seca ao ar. Adiciona-se água e espátula-se o material de forma intensa até obter consistência adequada para moldagem da amostra (aproximadamente 400 vezes). Esta consistência é representada pela penetração de 1mm do mini-penetrômetro.

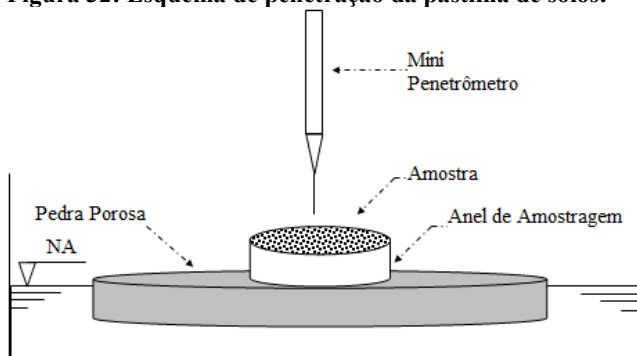
De parte da pasta obtida pela mistura de solo e água, retira-se uma quantidade de material suficiente para moldar uma esfera de 1cm de diâmetro. Esta esfera irá preencher um anel de PVC que permanecerá em contato com a placa de teflon. Deve-se preencher completamente e de forma homogênea os espaços do anel. Então, com o auxílio de um fio de nylon, deixa-se a superfície plana e lisa.

Deve-se preencher um mínimo de 4 anéis para cada amostra de solo a ser ensaiado. Com o material restante, produz-se duas esferas de aproximadamente 20mm de diâmetro e coloca-se todo o material, anéis e esferas, em estufa a 60°C durante um período mínimo de 6 horas.

A classificação do solo é realizada após a retirada do material da estufa, e quando atinge equilíbrio térmico com o meio. Mede-se então a contração diametral do solo em relação ao diâmetro do anel que fornece o valor médio de contração diametral em milímetros. Em seguida, as pastilhas e os anéis são postos sobre o papel filtro em pedra porosa saturada, e com carga hidráulica negativa de 0,5mm. Anota-se o tempo decorrido até que a superfície das amostras fique tomada pela frente úmida. As pastilhas permanecem em contato com água durante um período de 2 horas; onde, nesse tempo, alterações na estrutura da pastilha como trincamentos, abaulamentos e inchamentos deverão ser anotadas.

Ao fim deste tempo, utiliza-se o mini-penetrômetro para se verificar a profundidade alcançada na pastilha de solo. Deve-se tomar cuidado para que o aparelho de penetração mantenha sua verticalidade e atue sob seu peso próprio apenas quando em contato com a superfície da amostra de solo (Figura 32).

Figura 32: Esquema de penetração da pastilha de solos.



Fonte: Nogami e Villibor, (1994 e 1996) apud Higashi (2006).

Deve-se garantir que o posicionamento do mini-penetrômetro deva ser mais afastado possível dos bordos do anel e, em caso de mais de uma penetração em uma mesma pastilha, deve-se manter afastadas as penetrações com distâncias a não haver interferência entre elas.

As duas esferas de 20mm de diâmetro confeccionadas e secas em estufa são utilizadas de forma qualitativa no ensaio. A primeira esfera é imersa em água para observar o seu comportamento que poderá ser um dos seguintes, descrito por Godoy (1997) apud Higashi (2014):

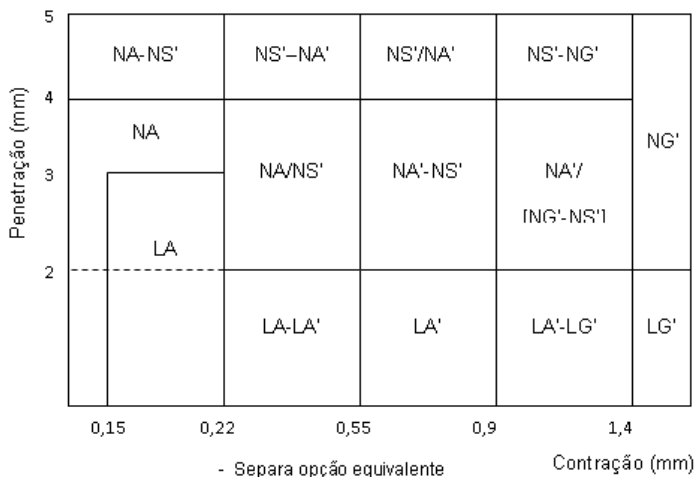
- A esfera se desagrega nos primeiros 10 segundos de imersão e as partículas de solo resultantes podem ser identificadas;
- A esfera se desagrega em partículas em até 2 horas e as partículas de solo podem ser identificadas;
- A esfera rompe-se em blocos milimétricos;
- A esfera de solo se trinca ou não se altera.

A segunda esfera é submetida ao esmagamento com o auxílio do polegar, podendo ocorrer as seguintes situações:

- A esfera é quebrada sob pressão do polegar e indicador;
- A esfera é quebrada sob pressão do dedo polegar em uma superfície plana;
- A esfera não se quebra.

Os dados obtidos são inseridos no gráfico da figura 33. O símbolo “-“ utilizado em alguns casos separa opções equivalentes quanto ao grupo de solo, e o “/”, separa opções com menor grau de incidência.

Figura 33: Gráfico para a determinação expedita MCT pelo método das pastilhas.



Fonte: Nogami e Villibor, (1994 e 1996) apud Higashi (2006).

Onde:

LG': argilas Lateríticas e argilas Lateríticas arenosas;

LA': areias argilosas Lateríticas;

LA: areias com pouca argila Laterítica;

NG': argilas, argilas siltosas e argilas arenosas não-Lateríticas;

NS': siltes cauliniticos e micáceos, siltes arenosos e siltes argilosos não-Lateríticos;

NA': areias siltosas e areias argilosas não-Lateríticas;

NA: areias siltosas com siltes quartzosos e siltes argilosos não-Lateríticos.

A metodologia MCT pelo método das pastilhas está presente em estudos publicados no estado de Santa Catarina a pouco mais de uma década. E ainda assim são poucos os trabalhos que foram apresentados sobre este assunto. Apesar disso, para efeito de comparação, são apresentados alguns resultados dos estudos publicados (Tabela 8).

Tabela 8: Ensaio MCT para alguns solos do estado de Santa Catarina.

Localidade e Autor	Prof. de coleta (m)	Tipo de solo	Classific. MCT
Tubarão, Higashi (2006)	3	Horiz. C de granito argiloso	NS'NA'
	5,5	Horiz. C de granito arenoso	NG'
	0,5	Horiz. C de granito coluv. areno-siltoso	NS'-NA'
	2	Horiz. B de granito argilo-siltoso	NG'
	2	Horiz. C de granito arenoso	NA-NS'
	2,5	Horiz. C de granito arenoso	NG'
	2	Horiz. C de granito silto-arenoso	NA-NS'
	2	Horiz. C de granito argiloso	NG'
	3	Horiz. C de granito silto-argiloso	NS'-NA'
	3,5	Horiz. C de granito arenoso	NA-NS'
Laguna, Heidemann et al. (2007)	0,5	Horiz. B de granito argiloso	LG'
	2	Horiz. C de granito arenoso	NA-NS'
	1,5	Horiz. C de granito argiloso	NG'
	1	Horiz. C de granito argiloso	NG'
	1,5	Horiz. C de granito silto-arenoso	NS-NG'
Capivari de Baixo, Higashi et al. (2004)	1	Horiz. C de granito silto-arenoso	NS'-NA'
	1	Horiz. C de granito silto-arenoso	NS'/NA'
	1,5	Horiz. C de granito argiloso	NS'-NG'
Florianópolis, Higashi et al. (2003)	0,5	Areia Quartzosa Podzolizada	NS'-NA'
	2	Horiz. C de granito argilo-arenoso	LG'
S.Francisco do Sul, Higashi e Figueiredo (2003)	2	Horiz. C de granulito	NS'-NA'
	1	Horiz. C de granulito	NS'-NA'

Fonte: Higashi (2006), adaptado pelo autor.

3.3 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO E DEMAIS PROCEDIMENTOS

O ensaio de compactação foi feito conforme a norma NBR 7182/86. A curva de compactação construída a partir do ensaio serviu para decidir qual a umidade utilizar para os ensaios de resistência.

3.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

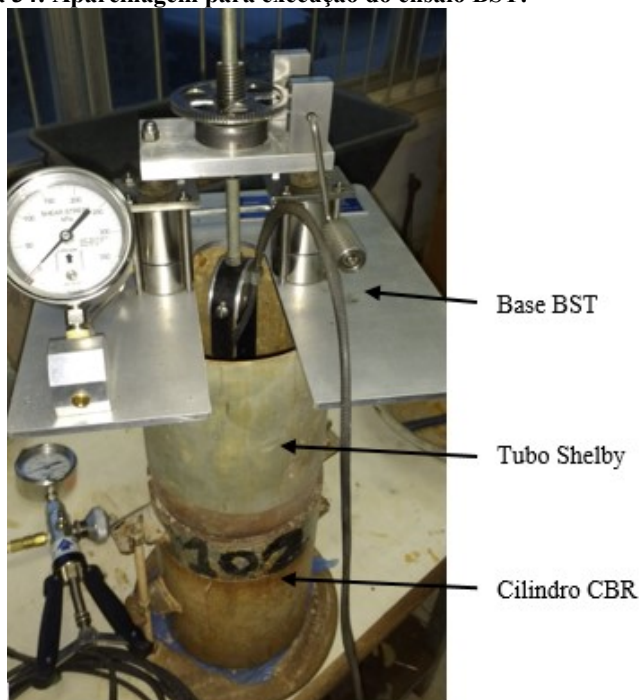
O ensaio de compactação foi utilizado também para produzir as amostras para fazer o ensaio BST e para moldar os corpos de prova para o cisalhamento direto. A partir de uma amostra compactada foi possível retirar três moldes para o ensaio de cisalhamento, estes moldes foram ensaiados às tensões normais efetivas de 33kPa, 75kPa e 124kPa. A amostra retirada da parte central foi utilizada para a tensão mais elevada, e aquelas retiradas da parte mais profunda e da parte superior foram utilizadas para as tensões normais de 33kPa e 75kPa, faz-se isso para não haver tanta distinção do ângulo de atrito interno conforme a metodologia proposta por Espindola et al. (2010) e apresentada na revisão deste trabalho.

A partir dessas tensões construiu-se a curva de cisalhamento do solo. Esta curva serviu de parâmetro para todas as posteriores análises feitas.

3.3.2 Ensaio *Borehole Shear Test*

Para a execução do ensaio BST foram necessárias algumas alterações na estrutura da execução por conta do mecanismo de cisalhamento se conectar apenas as hastes metálicas. Devido a isso, utilizou-se um cilindro Shelby de mesmo diâmetro do cilindro de CBR para dar o espaçamento útil necessário para a execução do experimento como apresentado na Figura 34.

Figura 34: Aparelhagem para execução do ensaio BST.



Fonte: Do autor.

Para a execução do ensaio, retirou-se o disco espaçador da compactação e fez-se o CP utilizando toda a altura útil do cilindro para compactação. Foi utilizado um trado do tipo caneca para abrir o furo de cerca de 76,0mm no centro da amostra e inseriu-se a sonda de cisalhamento neste furo a uma profundidade igual à meia altura de solo. Escolheu-se esta profundidade para não haver interferência do cilindro metálico nas superfícies de cisalhamento e para que toda a superfície ficasse contida no solo. Aplicou-se a tensão normal no solo com o auxílio da bomba de pressão do equipamento. A base do BST foi apoiada no cilindro Shelby, ficando cerca de 70cm acima do ponto de contato com o solo. Após completada a montagem do equipamento, prosseguiu-se o ensaio como descrito na revisão deste trabalho.

Vale ressaltar que foram ensaiadas 2 amostras para o cisalhamento direto e 12 para o BST. Sendo que todos os corpos de prova foram feitos aos pares, ou seja; cada saco de solo de 8kg foi misturado com a

quantidade de água necessária para chegar próximo da umidade ótima e então compactado os dois corpos de prova.

Como há dois modelos de ensaio do BST distintos, este trabalho optou por executar cada um deles como descritos na revisão e utilizar o melhor método para as comparações. Optou-se também por executar o FBST (BST Inundado) com o modelo de ensaio que mais se aproximou dos resultados do CD.

O ensaio inundado fez-se mergulhando o CP compactado em um tanque com água e mantendo o furo submerso por 24h. O método utilizado foi o de estágio único, ou seja, cada corpo de prova recebia apenas uma aplicação de tensão (figura 35).

Figura 35: Método de execução do ensaio BST Inundado.



Fonte: Do autor.

Para efeitos comparativos, as tensões normais aplicadas no ensaio BST foram próximas daquelas aplicadas no ensaio de cisalhamento direto. O tempo de consolidação da amostra foi de 20 minutos para cada estágio de aplicação de força.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo será apresentado os resultados obtidos por esta pesquisa seguido da análise dos mesmos.

4.1 ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO

Os ensaios de caracterização do solo foram executados utilizando o solo homogeneizado, utilizado no trabalho de Bellina (2015). Na sequência, são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização.

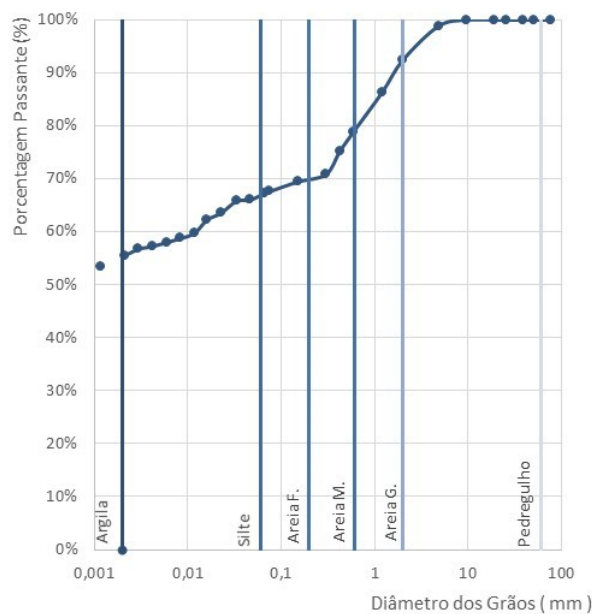
A massa específica do solo foi determinada pelo método do picnômetro e forneceu um resultado igual a $2,63\text{g/cm}^3$.

O resultado do ensaio granulométrico encontra-se apresentado na figura 36. Devido aos altos teores de argila e silte presentes no solo, chegando a soma próxima dos 68%, não se pode tirar os valores de D10, D30 necessários para o cálculo dos coeficientes de uniformidade e de curvatura. Este alto teor de finos se reflete nos valores dos limites de Atterberg, mostrando-se bastante elevados.

Foram obtidos os valores de 79,8% e 52,15% para os ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente. A figura 37 e a tabela 9 mostram o resultado dos ensaios.

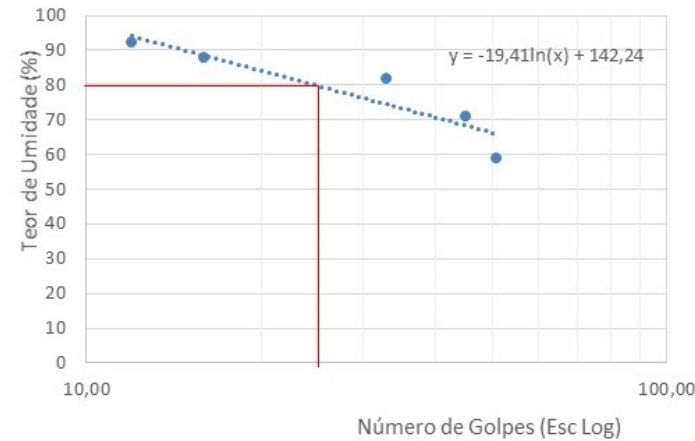
Com esses valores, pode-se chegar ao índice de plasticidade do solo de 27,6% e concluir que este solo é considerado altamente plástico pelo seu IP ser maior que 15.

Figura 36: Ensaio de granulometria.



Fonte: Bellina (2015) e do autor.

Figura 37: Limite de liquidez.



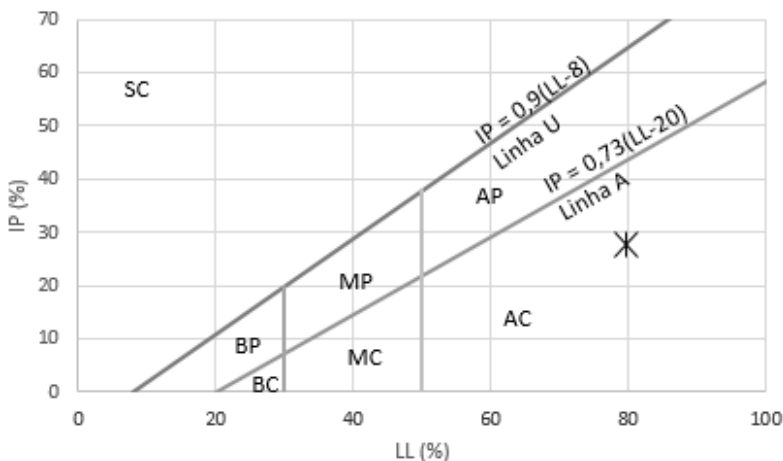
Fonte: Bellina (2015) e do autor.

Tabela 9: Limite de plasticidade.

Cápsula + Solo Úmido (g)	8,75	9,44	8,78	13,07	7,81
Cápsula + Solo Seco (g)	8,21	8,90	8,35	12,62	7,29
Peso da Capsula (g)	7,10	7,87	7,53	11,75	6,29
Peso da Água (g)	0,54	0,54	0,43	0,45	0,52
Peso Solo Seco (g)	1,11	1,03	0,82	0,87	1,00
Teor de Umidade (%)	48,65	52,43	52,44	51,72	52,00
Situação:	X	Ok	Ok	Ok	Ok
WP (%)			52,15		

Fonte: Bellina (2015) e do autor.

Utilizando o Índice de plasticidade e limite de liquidez, pode-se obter o tipo do solo, com base no gráfico de plasticidade, proposto por Casagrande (1932) e apresentado na figura 38 (DAS, 2011). O solo pode ser classificado como uma Argila Orgânica e Siltes Inorgânicos de alta compressibilidade.

Figura 38: Gráfico de plasticidade de Casagrande.

Fonte: Do autor.

Onde:

SC – Solo sem coesão;

BP – Argilas inorgânicas de baixa plasticidade;

BC – Siltes inorgânicos de baixa compressibilidade;

MP – Argilas inorgânicas de média plasticidade;

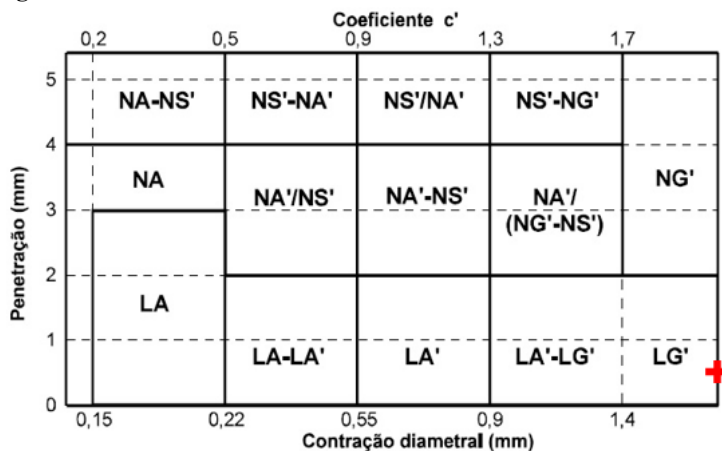
MC – Siltes orgânicos e siltes inorgânicos de média compressibilidade;

AP – Argilas inorgânicas de alta plasticidade;

AC – Argilas orgânicas e siltes inorgânicos de alta compressibilidade.

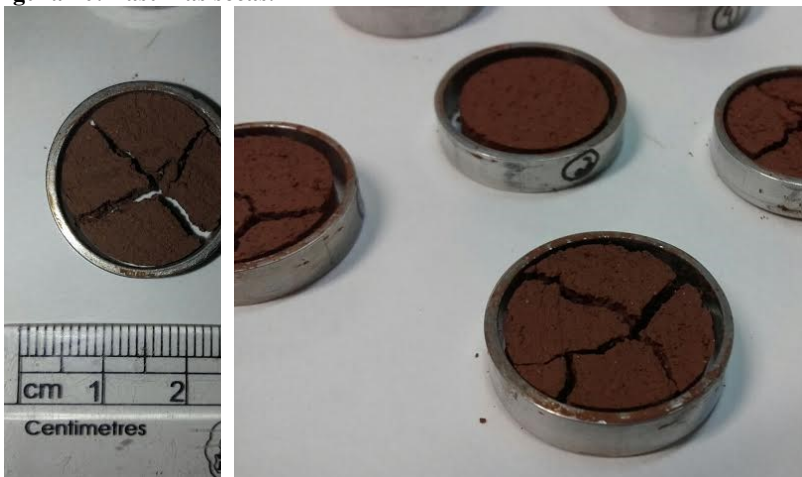
Os resultados pela classificação MCT estão apresentados na figura 39. Pelo método MCT o solo foi classificado como uma argila laterítica. As figuras 40, 41 e 42 apresentam, respectivamente, as fissuras nas pastilhas após secagem a 60°C, as pastilhas antes da aplicação do mini-penetrômetro, e o resultado da esfera nos primeiros 10 segundos após imersão em água.

Figura 39: Resultado do ensaio MCT.



Fonte: Do autor.

Figura 40: Pastilhas secas.

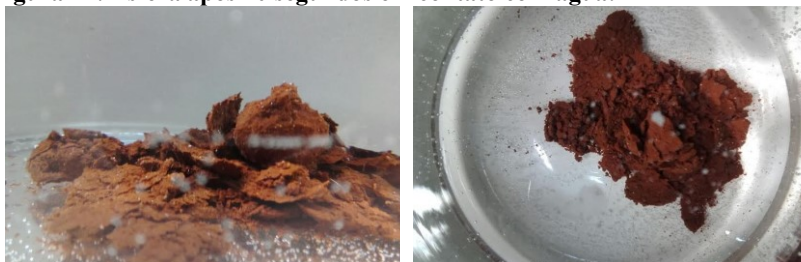


Fonte: Do autor.

Figura 41: Pastilhas antes da aplicação do mini-picnômetro.



Fonte: Do autor.

Figura 42: Esfera após 10 segundos em contato com água.**Fonte: Do autor.**

A tabela 10 apresenta um resumo dos resultados de caracterização feitos.

Tabela 10: Resumos dos ensaios de caracterização.

Ensaio de Caracterização	Resultado
Massa específica real dos grãos	2,63 g/cm ³
Limites de consistência	
• Limite de liquidez	79,8%
• Limite de Plasticidade	52,2%
• Índice de plasticidade	27,6%
MCT	LG' – Argila Laterítica
Granulometria	
• Argila	55,5%
• Silte	11,8%
• Areia fina	2,2%
• Areia média	9,4%
• Areia grossa	13,6%
• Pedregulho	7,5%

Fonte: Do autor.

4.2 ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação do solo foi realizado com o intuito de descobrir o teor de umidade que leva ao maior peso específico seco, este valor foi importante devido à necessidade de se garantir uma baixa variação do peso específico seco das amostras para os ensaios de cisalhamento e BST. Com esse intuito, a curva de compactação serviu para estipular um intervalo de umidade no qual os CPs estariam consideravelmente homogêneos.

Inicialmente, o ensaio de compactação foi feito com reutilização de material para se conseguir uma estimativa da curva de compactação e da umidade ótima do solo estudado.

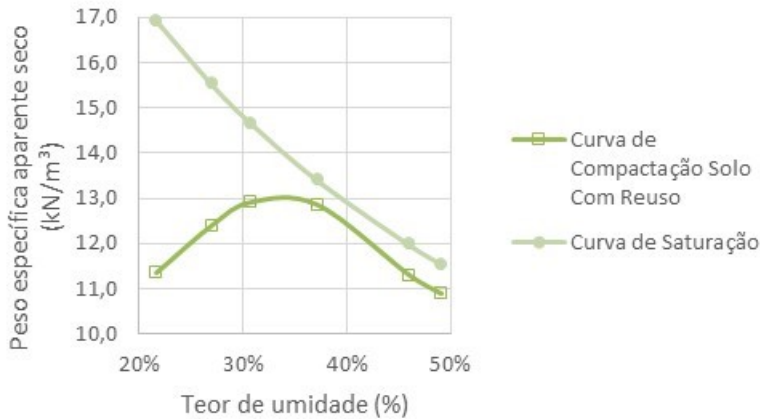
Os dados e a curva de compactação com reuso do solo analisado estão presentes na tabela 11 e na figura 43. Esta curva foi essencial para se estimar uma umidade ótima aproximada para o material ensaiado sem reutilização, assim como para se ter uma noção do comportamento do solo nestas umidades.

Tabela 11: Dados do ensaio de compactação.

Compact.	N1	N2	N3	N4	N5	N6
Peso do Solo	2876	3280	3518	3676	3440	3384
Umidade (%)	21,61	26,96	30,73	37,16	46,00	49,17
Peso do Solo Seco	2.365	2.583	2.691	2.680	2.356	2.269
Densidade Aparente Seca	1,134	1,239	1,291	1,285	1,130	1,088

Fonte: Do autor.

Figura 43: Curva de compactação com reuso de material.



Fonte: Do autor.

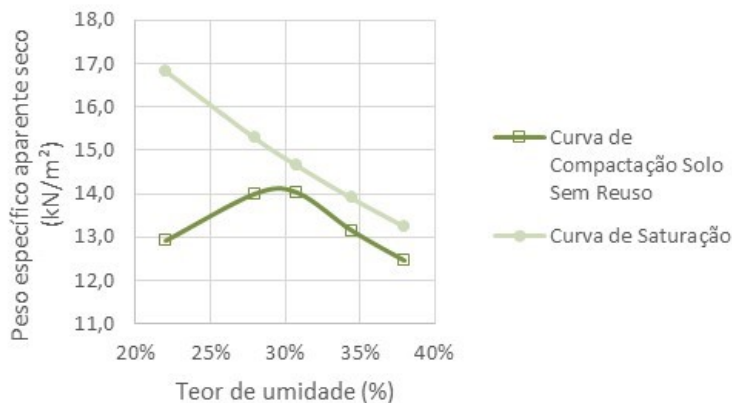
Dos critérios aprendidos do ensaio anterior pode-se estimar as umidades da curva de compactação do solo sem a reutilização de material. Os valores e a curva obtidos estão expostos na tabela 12 e na figura 44.

Tabela 12: Dados de compactação do solo sem reuso.

Compactação	N1	N2	N3	N4	N5
Peso do Solo	3288	3734	3826	3686	3586
Umidade (%)	22,03	27,96	30,78	34,49	37,97
Peso do Solo Seco	2.694	2.918	2.926	2.741	2.599
Densidade Aparente Seca	1,292	1,401	1,403	1,314	1,247

Fonte: Do autor.

Figura 44: Curva de compactação do solo sem reuso.



Fonte: Do autor.

O maior valor de peso específico seco foi aquele para aproximadamente 30% de umidade, todavia teores de umidade acima de 31% foram desconsiderado por conta da aparição de fissuras e desprendimento de material ao se retirar o CP do cilindro compactado, as figuras 45 e 46 ilustram esse fenômeno para os teores de umidade de 31% e 35%.

Figura 45: Fissuração no CP de 31% de umidade.



Fonte: Do autor.

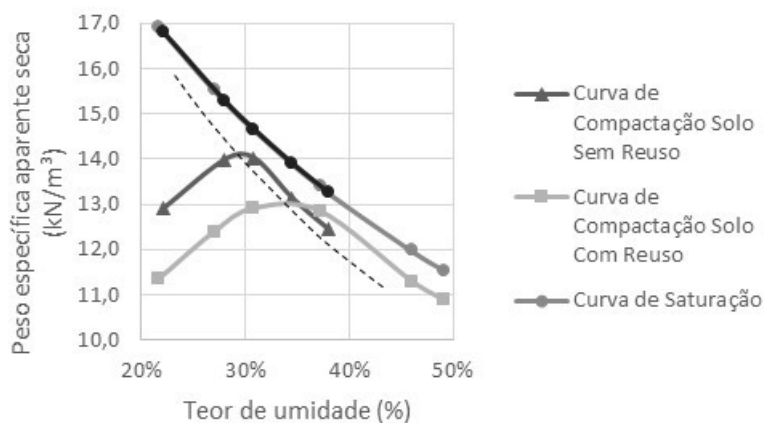
Figura 46: Fissuração do CP de 35% de umidade.



Fonte: Do autor.

Fez-se também a comparação das duas curvas e pode-se notar, como demonstrado na figura 47 que houve alguma distinção dos valores obtidos das compactações com e sem reuso de material.

Figura 47: Comparação entre curvas de compactação de solos com e sem reuso de material.



Fonte: Do autor.

Esta distinção é devido ao material ir se fragmentando a medida que o ensaio de compactação for ocorrendo. A quebra das partículas do solo, principalmente em solo residual de encosta, o torna consequentemente mais fino e assim requerendo maior quantidade de água para a sua trabalhabilidade. A linha tracejada indica a tendência da posição da umidade ótima em relação as curvas de compactação feitas e como ela se comportaria para as demais curvas existentes.

4.3 ENSAIOS DE RESISTÊNCIA

A partir das amostras compactadas foram executados os ensaios para a obtenção dos parâmetros de resistência. Foram feitos ensaios de compactação para a construção da curva de compactação do solo e, com esse resultado, foram compactados corpos de prova ensaiados com umidade próxima da umidade ótima de compactação sem a reutilização de material.

4.3.1 Ensaio de Cisalhamento Direto

A amostras do ensaio de cisalhamento foram moldadas no cilindro compactado, com um cilindro de 11,43cm de altura. Foi possível moldar 3 corpos de prova, um no topo (apresentado na figura 48), um no meio e um na base. Segundo Espindola et al. (2010), a ordem de utilização para que os resultados permanecessem coerentes deveria ser feito utilizando as amostras moldadas no fundo e na base para os dois primeiros estágios e a do meio para o estágio 3 de carregamento.

Figura 48: Coleta de amostra em CP compactado para ensaio de cisalhamento direto.

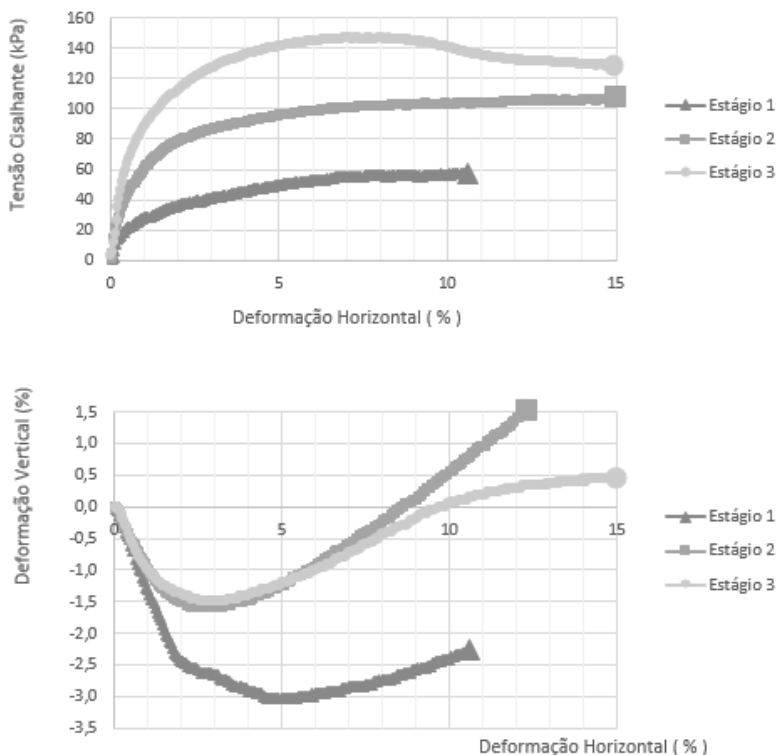


Fonte: Do autor.

Com essa disposição, os ensaios de cisalhamento direto foram feitos nas condições consolidado e parcialmente drenado, uma vez que a velocidade de deformação horizontal foi de 0,307mm/min. Estes ensaios foram feitos também nas condições de teor de umidade natural e inundado. Os resultados estão apresentados na sequência.

As curvas de tensão por deformação e deformação vertical por deformação horizontal do ensaio na condição seca estão presentes na figura 49.

Figura 49: Resultado do ensaio de cisalhamento direto na umidade natural.



Fonte: Do autor.

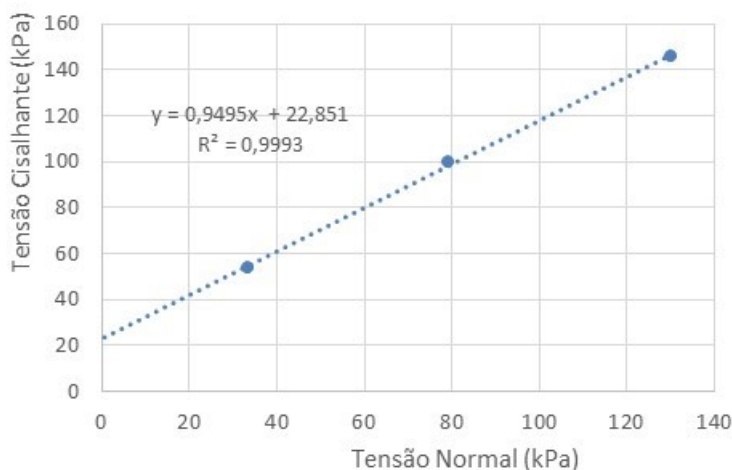
A deformação considerada para se chegar na tensão de cisalhamento do solo foi obtida por meio da maior inclinação da curva de deformação do solo do estágio 3. Obtida de forma visual, a deformação escolhida foi 6,5% de deformação horizontal e com isso obteve-se a tensão máxima de 54,0kPa, 99,7kPa e 145,9kPa para os estágios de aplicação de carga.

A partir dos valores citados anteriormente, monta-se a curva de tensão cisalhante por tensão normal, presente na figura 50. Com essa curva e conhecendo a equação 3:

$$\tau = c' + tg\varphi * \sigma \quad (3)$$

Onde c' é a coesão e φ é o ângulo de atrito interno do solo.

Figura 50: Envoltória de ruptura do ensaio de cisalhamento direto na condição de umidade de compactação.

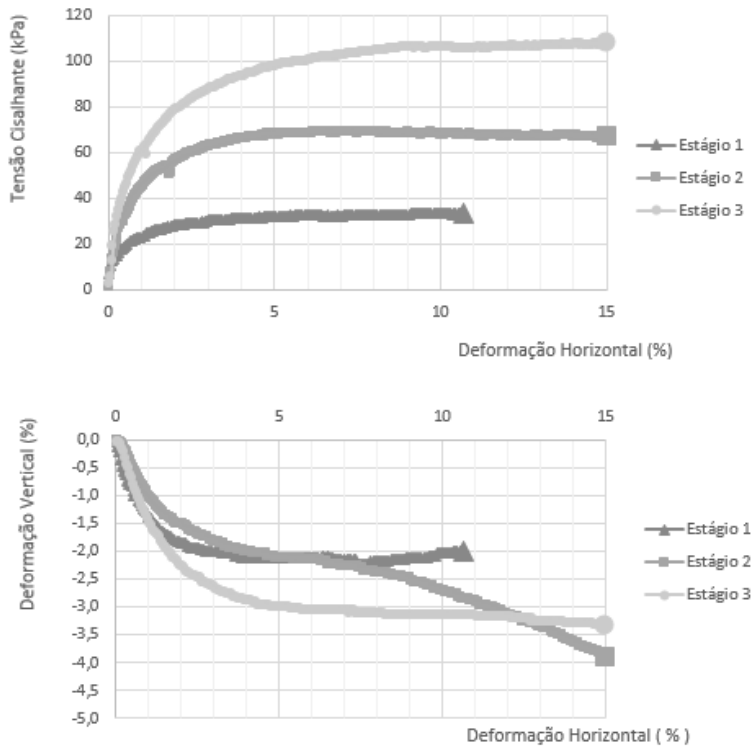


Fonte: Do autor.

Chega-se ao valor de 22,8kPa de coesão e de 43,5° de ângulo de atrito interno para o solo ensaiado no estado de teor de umidade natural de compactação fixado a 30%, aproximadamente.

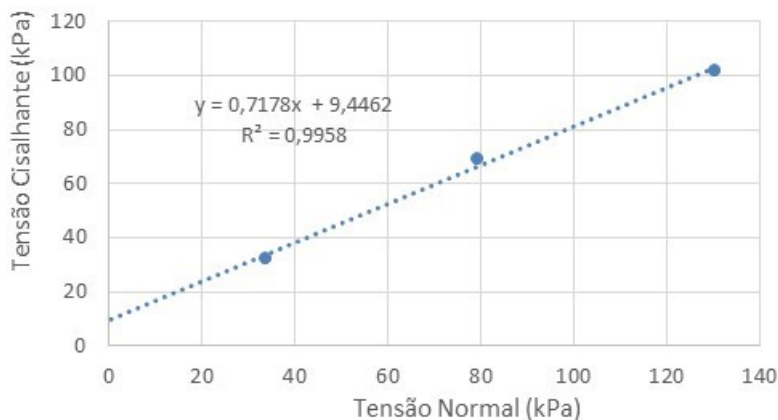
Utilizando o mesmo procedimento, fez-se para o ensaio inundado. As curvas de tensão por deformação, deformação vertical por deformação horizontal e tensão de cisalhamento por tensão normal estão apresentadas na figura 51 e figura 52 respectivamente.

Figura 51: Resultado do ensaio de cisalhamento direto inundado.



Fonte: Do autor.

Figura 52: Envoltória de ruptura do ensaio de cisalhamento direto na condição inundado.

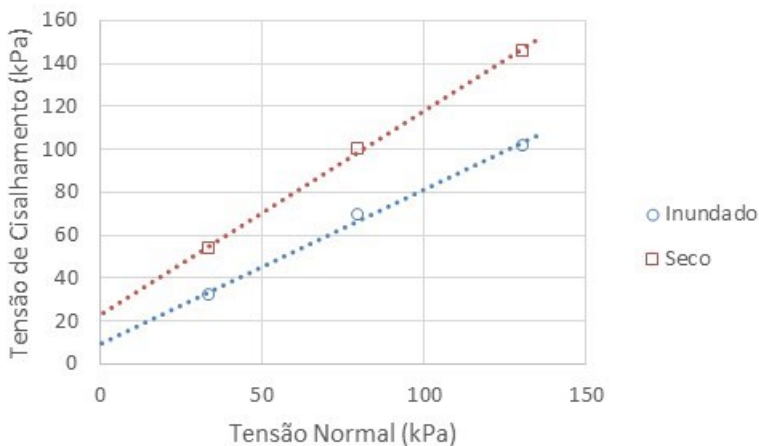


Fonte: Do autor.

Os valores obtidos do ensaio inundado são menores que os do de teor de umidade natural, uma vez que o grau de saturação do solo é maior. Com isso, os valores de coesão e ângulo de atrito foram, respectivamente, 9,45kPa e 35,7°. O valor de deformação considerada foi a mesma do ensaio anterior.

Os valores foram plotados juntos (figura 53) afim de uma melhor comparação visual.

Figura 53: Comparação das envoltórias de ruptura para as amostras de solo ensaiadas com umidade natural e inundado.



Fonte: Do autor.

O ensaio de cisalhamento direto é aceito e consolidado, sendo este ensaio utilizado mundialmente para a determinação dos parâmetros de coesão e ângulo de atrito. Sabendo disso, os valores obtidos nesta seção foram considerados como referências aos demais resultados alcançados.

4.3.2 Ensaio *Borehole Shear Test*

O ensaio BST se mostrou pouco eficaz com relação ao método contínuo, no corpo de prova compactado. Ao se aplicar diversas tensões, a parede do corpo de prova fica deformada (figura 54) e ocorrem erros nos valores fornecidos. Por conta disso, as tensões foram aplicadas em corpos de prova separadamente.

Figura 54: Parede do furo da amostra.



Fonte: Do autor.

Ao se aplicar estágios diferentes em um mesmo corpo de prova, foi possível verificar que as garras da sonda, quando muito impregnadas pelo solo cisalhado, não tinham boa aderência à parede do solo. Este fenmeno pode ser observado nos primeiros resultados utilizando o aparelho e em testes feitos em solo arenoso, quando a partir do segundo valor, todos os demais eram aproximadamente iguais (Tabela 13). Para solucionar o problema, ensaiou-se um estágio por corpo de prova, utilizando o método de rotacionar a sonda após uma limpeza nas garras.

Tabela 13: Tensão máxima, tempo de consolidao e cisalhante de seções de CP.

Ensaio	1	2	3	4	5
Tensão Normal	33	75	124	150	170
Tempo de Consolidao	20	20	20	20	5
Tensão de Cisalhamento	28	48	30	34	34

Fonte: Do autor.

Ao se aplicar as tensões em corpos de prova diferentes e estando a sonda sempre limpa antes da aplicao da tensão normal, os valores resultantes de cada ensaio forneceram equações com boas correlações.

Por mais que o presente trabalho não estude a formao e extensão da superfície de ruptura criada no solo após a primeira tensão normal e nem a influência nas demais tensões aplicadas, ensaios foram feitos em

corpos de prova compactado com solo arenoso e mostraram um fendilhamento (figura 55) tanto na região de aplicação da força quanto nas laterais. Essa pode ser a causa para o CP suportar apenas um estágio de carregamento, as fissuras reduzem a resistência do solo compactado e os demais estágios aplicados não fornecem valores efetivos.

Figura 55: Fendas no CP de areia.



Fonte: Do autor.

A velocidade de arrancamento apresentada no manual pela empresa foi de duas rotações por segundo, isso fornece aproximadamente 1,0mm/min que é muito superior àquela utilizada pela prensa do cisalhamento direto. Desta forma o ensaio do BST foi alterado para uma velocidade de rotação cerca de 1 volta por segundo. Pelos resultados, a influência da alteração esteve apenas no tempo de execução do ensaio, que se tornou um pouco mais extenso.

Com relação à velocidade de arrancamento, pode-se observar que houve alguma influência nas tensões cisalhantes para os ensaios inundados. Nestes casos, os resultados dos ensaios feitos em CPs de teste apresentaram valores muito parecidos para qualquer tensão aplicada como os mostrados na tabela 14, não fornecendo resultados válidos para análise.

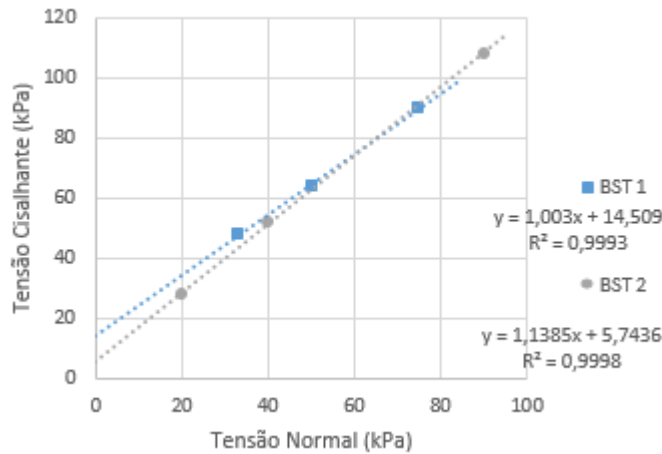
Tabela 14: Resultados dos ensaios BST para amostras inundadas com velocidade padrão.

Tensão Normal	48	56	60	80	100
Consolidação	20	20	20	20	20
Tensão Cisalhamento	58	64	57	55	58

Fonte: Do autor.

Entretanto, quando os ensaios foram feitos com a redução da velocidade de arrancamento citada e utilizando corpos de prova distintos para cada estágio de aplicação de carga, os resultados se mostraram muito coerentes com os valores do ensaio de Cisalhamento Direto. Pode-se ver na figura 56 os resultados do BST nas amostras com teor de umidade de compactação.

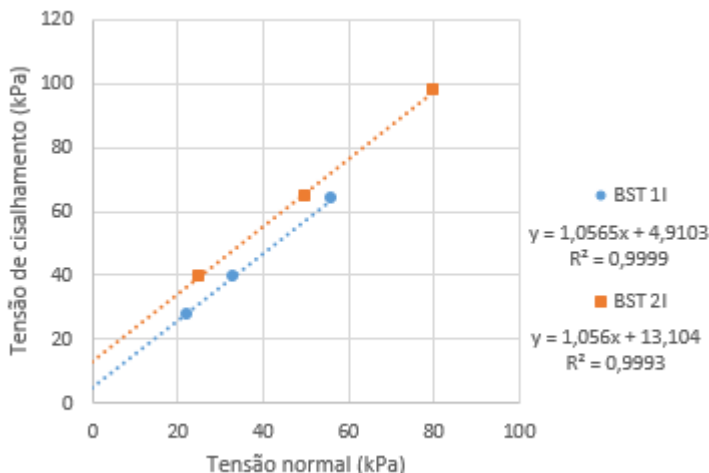
Figura 56: Envolvória de ruptura do ensaio BST na umidade natural.



Fonte: Do autor.

Foram ensaiados também em corpos de prova inundados, os resultados também foram coerentes e estão presentes na figura 57

Figura 57: Envoltória de ruptura do ensaio BST inundado.



Fonte: Do autor.

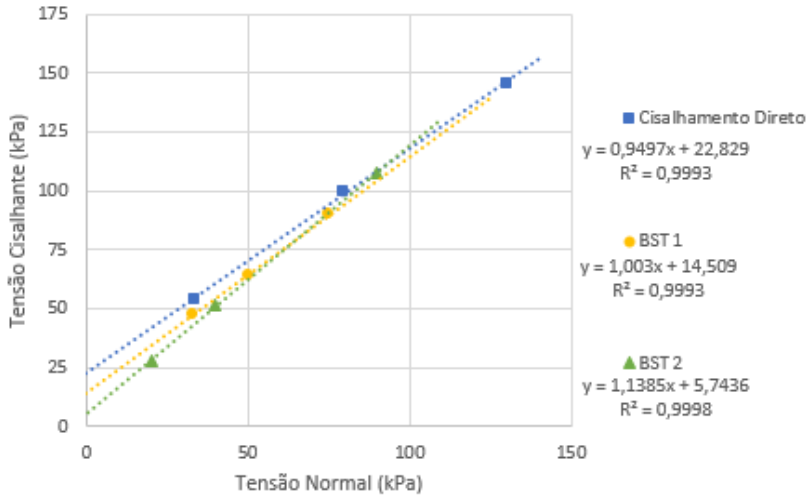
Com base nas figuras apresentadas, tem-se um ângulo de atrito variando de $45,1^\circ$ a $48,5^\circ$ e uma coesão de 5,7kPa a 14,5kPa para o ensaio na umidade natural e de $46,5^\circ$ e de 4,9kPa a 13,1kPa para o ensaio inundado.

A obtenção desses valores se deu de forma ágil em comparação com o cisalhamento direto. O ambiente padronizado proporcionou que os ensaios fossem feitos controlando o máximo de variáveis possíveis. Todavia ainda ocorreram valores divergentes devido a outros fatores como uma pequena variabilidade no solo, velocidades de giro no equipamento não ser constante e também por desconsiderar os efeitos da interação solo-cilindro, não estudada neste trabalho.

4.3.3 Comparação dos Métodos Utilizados

O presente trabalho se pôs a estudar a eficácia do método BST em comparação aos valores dados por um solo em ensaios de cisalhamento direto. Esses valores foram apresentados separadamente nas seções anteriores, mas para fins de visualização e comparação, são apresentados juntos na figura 58.

Figura 58: Comparação BST na umidade natural x cisalhamento direto na umidade natural.



Fonte: Do autor.

Foi calculado a equação linear do erro associado para cada uma das retas obtidas pelo BST em relação ao cisalhamento direto a fim de correlacionar os valores obtidos. A equação da reta 1 e da reta 2 encontram-se presentes nas equações 4 e 5.

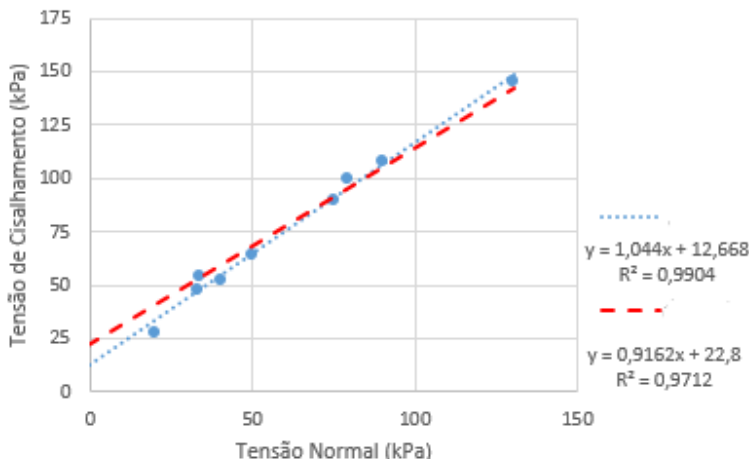
$$E_1(x) = -0,0533x + 8,32 \quad (4)$$

$$E_2(x) = -0,1888x + 17,09 \quad (5)$$

As equações dos erros foram obtidas subtraindo as equações de reta das regressões lineares. Elas fornecem o a distância da reta do BST para a reta do cisalhamento direto para cada ponto. Os zeros das equações anteriores (valores em que uma reta se encontra com a outra) são respectivamente 156,1kPa e 90,5kPa, ou seja, onde as retas se encontram.

Outra forma de comparação escolhida foi a apresentada na figura 59 que relaciona os mesmos parâmetros, contudo coloca os valores obtidos por ambos ensaios sob a mesma linha de tendência. A resultante desta comparação mostra um ângulo de atrito igual a $46,2^\circ$ e coesão de 12,7kPa, sendo a diferença deste ângulo para o ângulo do cisalhamento direto de aproximadamente 6%.

Figura 59: Comparação por linha de tendência.



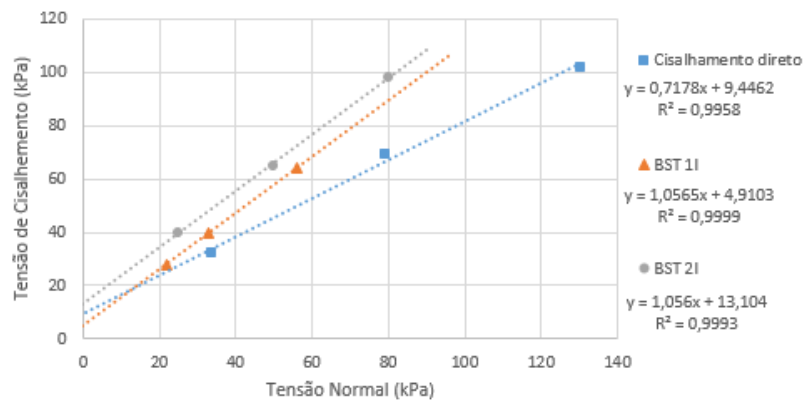
Fonte: Do autor.

Observa-se também que o R^2 da equação ainda permanece alto, indicando uma boa relação entre os pontos. Mesmo ainda quando se fixa o valor da coesão a 22,8kPa (valor de coesão do solo medido pelo cisalhamento direto demonstrado pela linha tracejada) os valores da reta se mantêm coerentes, com ϕ igual a 42,8° e R^2 acima de 0,97.

O mesmo foi feito para os resultados inundados. Na figura 60, observa-se a comparação dos valores, seguido das equações dos erros 6 e 7 e na figura 61 a comparação por linha de tendência.

Os valores do BST inundado ficaram acima da reta padrão (linha de tendência do cisalhamento) e apenas a reta do BST 1I que a cruzou, no valor de 13,4kPa. As equações do erro associado mostram que a reta do BST 2I não vai interceptar a reta em nenhum momento possível, ou seja, o erro desta linha de tendência apenas cresce em relação a linha padrão.

Figura 60: Comparação BST inundado x cisalhamento direto inundado.

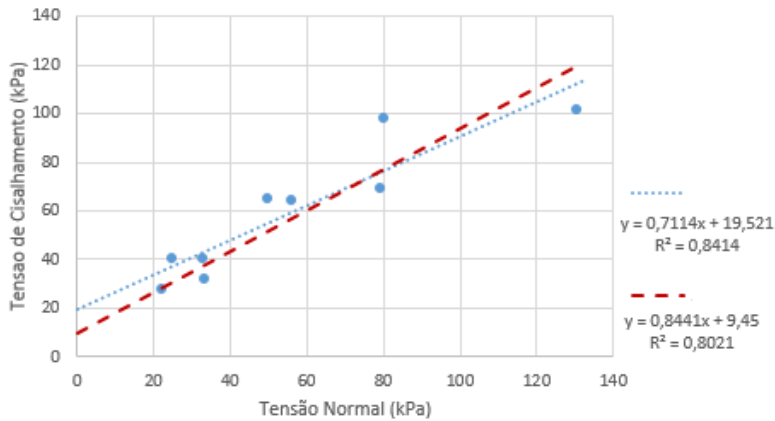


Fonte: Do autor.

$$E_{1I}(x) = -0,3387x + 4,54 \tag{6}$$

$$E_{2I}(x) = -0,3382x - 3,66 \tag{7}$$

Figura 61: Comparação por linha de tendência do ensaio inundado.

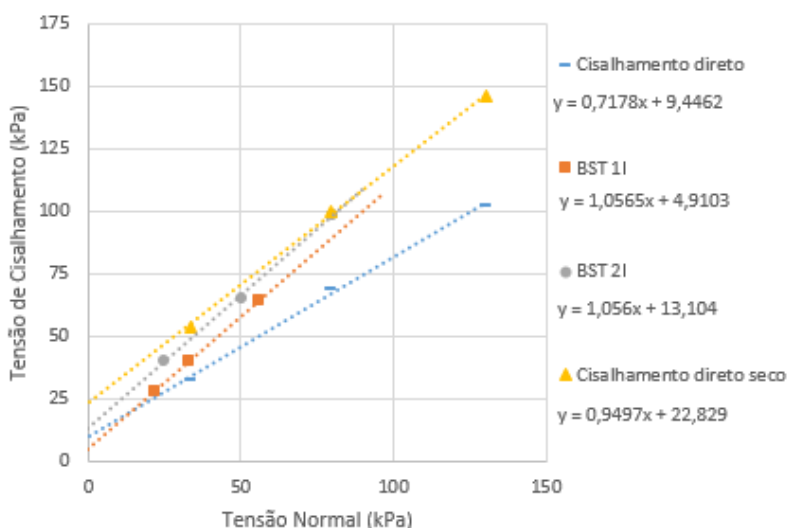


Fonte: Do autor.

Tendo em vista que uma das retas diverge da reta padrão, pode-se esperar que o valor do R^2 seja um pouco menor que aquele observado na

comparação anterior por linha de tendência. Os motivos pelo qual os valores se apresentaram um pouco distantes do valor do ensaio de cisalhamento direto foi devido ao tempo em contato com água e à baixa permeabilidade dos CPs compactados. Assim, o corpo de prova não estava com o mesmo grau de saturação que aquele do ensaio de cisalhamento, por consequência disso, aos valores do BST se apresentaram mais próximos dos valores na umidade natural que dos valores inundados (figura 62).

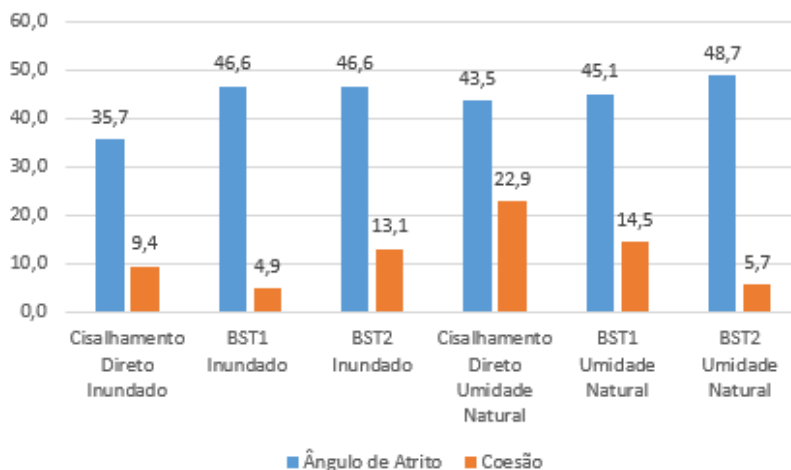
Figura 62: Comparação BST inundado x cisalhamento direto na umidade natural.



Fonte: Do autor.

Foi feito também a comparação dos pelos valores de ângulo de atrito e coesão, apresentados pela figura 63.

Figura 63: Gráfico de barras comparativo entre os ângulos de atrito e as coesões dos resultados.



Fonte: Do autor.

Nesta figura pode-se observar a baixa variação dos valores de ângulo de atrito, visto que a maior variação se deu para os valores do BST inundado, chegando a cerca de um terço do valor do cisalhamento direto. Essa diferença pode ter ocorrido devido ao baixo grau de saturação das amostras de BST inundando, como comentado anteriormente. Quanto a isso, ao se comparar os resultados do BST nota-se a semelhança entre os valores.

Os valores de coesão se mostraram um pouco mais dispersos. Para o caso dos resultados dos ensaios na umidade natural, a maior diferença se deu com cerca de $\frac{3}{4}$ do valor de referência. Para os resultados dos ensaios inundados, as variações foram menores que 5kPa. Ressalta-se que essas variações na coesão, na prática, não representam reais diferenças.

Em conclusão, pode-se afirmar que os resultados do BST se mostraram bastante aceitáveis e se conseguiu reproduzir linhas de tendência bem semelhantes com aquelas alcançadas por intermédio do ensaio de cisalhamento direto.

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

O presente trabalho se pôs a avaliar uma comparação entre o ensaio de cisalhamento direto, difundido e bem-conceituado, e o ensaio BST. Para isso, foram feitos ensaios de compactação visando minimizar a influência externa de variação de índices físicos, garantindo com isso um solo mais homogêneo para todos os ensaios.

Os ensaios de compactação foram executados utilizando teores de umidade próximos aos do ótimo, limitando-se a 31% devido ao fendilhamento da amostra quando compactada acima desse valor.

Dos CPs compactados, dois deles foram utilizados para a obtenção do ângulo de atrito interno e da coesão por meio do ensaio de cisalhamento direto. Para isso, 3 amostras foram moldadas de cada corpo de prova compactado para o ensaio. A amostra central foi destinada obrigatoriamente ao 3º estágio, porém as amostras do topo e da base podem variar entre os outros estágios.

As amostras destinadas ao ensaio BST foram perfuradas com auxílio de um trado do tipo caneca e preparadas conforme a metodologia que este trabalho apresenta. Obteve-se os melhores resultados para o ensaio utilizando uma amostra para cada estágio de aplicação da tensão normal. Isso foi necessário devido aos valores incoerentes obtidos dos CPs quando ensaiados mais de uma vez.

As amostras para o ensaio inundado foram colocadas em um tanque e deixadas em contato com água por 24 horas. Após esse tempo as amostras foram ensaiadas seguindo a metodologia apresentada neste trabalho.

Com os resultados dos ensaios, foi possível verificar a baixa variabilidade dos resultados do BST tanto em comparação ao valor do cisalhamento direto quanto entre os próprios valores de BST. Ressalta-se que cada valor obtido era proveniente de um corpo de prova compactado diferente, contudo homogêneo.

O ensaio BST forneceu resultados bastante confiáveis e de forma eficiente e ágil, nas condições controladas, em comparação ao cisalhamento direto. Tendo em vista que se trata de um ensaio de campo, seria possível realizar o mapeamento de uma área muito maior utilizando o mesmo tempo e mantendo a confiabilidade dos resultados.

Alguns tópicos surgiram ao decorrer da pesquisa que podem levar a um estudo mais aprofundado com a utilização do BST. Como sugestão para pesquisas posteriores, segue-se:

- Analisar a influência do teor de umidade do CP compactado, e por consequência a sucção, na resistência dada pelo ensaio BST, mantendo-se a velocidade de arrancamento constante, para se chegar a uma análise sobre o tipo de ensaio que está sendo executado;
- Promover um estudo sobre a forma de fissuração do solo para o ensaio BST e analisar as interações Solo-Cilindro e Solo-Sonda;
- Realizar um estudo estatístico mais aprofundado dos valores e utilizar formas mais eficientes dessas análises;
- Variar os tipos de solo utilizados na pesquisa para obter um leque mais abrangente dos resultados do BST;
- Utilizar diferentes tipos de trados e formas de escavação para quantificar a real interferência no resultado do ensaio.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457:** Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. 1986. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459:** Solo - Determinação do limite de liquidez. 1984. 6 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502:** Solo - Determinação do limite de liquidez. 1995. 18 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6508:** Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm - Determinação da massa específica. 1984. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180:** Solo - Determinação do limite de plasticidade. 1984. 3 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181:** Solo - Análise granulométrica. 1984. 10 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182:** Solo - Ensaio de compactação. 1986. 10 p.

BALLOUZ, M. KHOURY, C. **In-Situ Shear Test for Soil Investigations.** Journees Libanaises de Geotechniques.

BECHTUM, T. **Automation and further development of the borehole shear test.** 2012. 18 f. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Iowa State University, Iowa, 2012

BELLINA, G. **Estudo da Influência das Variações Sazonais do Perfil de Sucção no Fator de Segurança ao Escorregamento de uma Encosta de Solo Residual de Granito.** 2015. Qualificação de mestrado, Engenharia civil, UFSC, Florianópolis. 2016.

BULLOCK, P.J. e FAILMEZGER, R.A. **Which In-Situ Test should I use? – A designer's guide,** Disponível em:

<<http://docplayer.net/8307006-Which-in-situ-test-should-i-use-a-designer-s-guide.html>> Acesso em 06 jan 2016.

CAPUTO, H.P. **Mecânica dos Solos e suas aplicações: Fundamentos**. LTC. Rio de Janeiro, RJ. 6ªed, 1967.

DANZIGER, F. A. B.; SCHNAID, F. **Ensaio de piezocone: procedimentos, recomendações e interpretação**. Sefe IV, BIC, v. 3, p. 1-51, 2002.

DAS, B.M. **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução: All Tasks. São Paulo, SP, Thomson Learnings 2011.

DÉCOURT, L.; QUARESMA, A. R. **Capacidade de carga de estacas a partir de valores SPT**. Proceedings of the VI Cong. Brasileiro Mec. Solos Eng. Fund., Rio de Janeiro, p. 45-53, 1978.

ESPINDOLA, M.; GODOI, C. S.; MACCARINI, M.; OLIVEIRA, O. **M. Resistência ao Cisalhamento de Solos Compactados: A Influência da Variação do Peso Específico Seco**. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010, Gramado/RS. Anais do Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010.

GIACHETI, H.L. et al. **Ensaio de Campo na Investigação Geotécnica e Geoambiental**. In: COBRAMSEG, 16, 2014, Goiânia. Anais. Goiânia: Rudder, 2015. p. 1 - 24. Disponível em: <<http://www.cobramseg2014.com.br/anais/2006/arquivos/2006.532.pdf>>. Acesso em: 06 jan. 2016.

GIACHETI, H.L.; QUEIROZ, R.C. **O Ensaio de Piezocone e de Minicone na investigação do Subsolo: Alguns Exemplos de Aplicação**. Geociências, São Paulo, p.89-103, jan. 2004. Teimestral. Disponível em: <http://www.revistageociencias.com.br/23_1/8.pdf>. Acesso em: 07 jan. 2016.

HACHICH, W. et al. **Fundações: teoria e prática**. Pini. São Paulo, SP. 2ªed. 1998.

HANDY GEOTECHNICAL INSTRUMENTS, INC,
 <http://www.handygeotech.com/images/borehole/bst_instrument_big.jpg>. Acesso em 14 de maio de 2015.

HANDY, R.L. **Borehole Shear Test and Slope Stability. Use of In Situ Tests in Geotechnical Engineering**, ASCE, 1986, pp. 161-175.

HANDY, R.L. SCHMERTMANN, J.H. LUTENEGGER, A.J. **Borehole Shear Test in a Shallow Marine Environment**, ASTM STP 883, 1985, p 140-153.

HIGASHI, R.A.R., **Apostila de Aula**. 2014. UFSC, Florianópolis, SC.

HIGASHI, R.A.R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. 398 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

KHOURY, C. MILLER, G.A. **Influence of flooding on Borehole Shear Test**. Resultados no Unsaturated Soils, 2006, Vol. 1, p. 235-246.

KORMANN, A. C. M. **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba: estudos de campo e laboratório**. 2002. 429 f. Tese (Doutorado) - Curso de Engenharia de Solos, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, 2002. Cap. 4.

LUNNE, T., ROBERTSON, P.K., POWELL, J.J.M. **Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice**. EF Spon/Blackie Academic, Routledge Publishers, London, 1997, 312p.

LUTENEGGER, A.J. HALLBERG, G.R. **Borehole Shear Test in Geotechnical Investigations**. Laboratory Shear Strength of Soil. ASTM STP 740, 1981, p 566-578

LUTENEGGER, A. J. Suggested Method for Performing the Borehole Shear Test. **Geotechnical Testing Journal**. GTJODJ, p. 19-25. mar. 1987.

LUTENEGGER, A.J. TIMIAN, D.A. **Reproducibility of Borehole Shear Test Results in Marine Clay**. Geotechnical Testing Journal, ASTM, 1987, Vol. 10, No. 1, pp. 13-18.

MARANGON, M. **Resistência ao Cisalhamento dos Solos**. 2009. Disponível em: <http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/ms2_unid05-P1.pdf>. Acesso em 14 de maio de 2015.

MARANGON, M. **Investigação geotécnica de Campo**. 2009. Disponível em: <<http://www.ufjf.br/nugeo/files/2009/11/GF02-Investigação-Geotécnica-de-Campo-2011.pdf>>. Acesso em: 06 jan. 2016.

PENNA, A.S.D. **Investigação Geotécnica: Técnicas atuais de ensaios de campo**. 2010. Disponível em: <<http://ie.org.br/site/ieadm/arquivos/arqnot3896.pdf>> Acessado em 8 de janeiro de 2015.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas**. São Paulo, SP. Oficina de Textos. 3ªed. 2000.

SAKAMOTO, M.Y., GUESSER, L.H., CONTESSI, R.J., HIGASHI, R.A.R. **Use of a borehole shear test method for geotechnical mapping of landslide risk áreas**. In: 12th International Symposium on Landslides, 2016.

SAKAMOTO, M.Y., HIGASHI, R.A.R. GUESSER, L.H., GENERINI, M.C. CONTESSI, R.J. ABREU, R.P. **Mapeamento geotécnico da suscetibilidade a movimento de massa na bacia do Itacorubi**, 2014, Disponível em: < <http://www.ceped.ufsc.br/>> Acesso em 2 de julho 2015.

SANDRINI, S.S. **Sobre a Prática Brasileira de Projetos Geotécnicos de Aterros Rodoviários em Terrenos com Solos Muito Moles**. Disponível em: <<http://www.cobramseg2014.com.br/anais/2006/arquivos/2006.531.pdf>> Acesso em: 06 de jan. de 2016.

SCHNAID, F. e ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**, 2012, pág 13-18.

SOLOTEST, Disponível em:

<<http://www.solotest.com/catalogos/A2.PDF>>. Acesso em 10 de julho de 2015.

Universidade Estadual de Michigan. Disponível em:

<http://msue.anr.msu.edu/news/looking_below_the_surface_for_effective_soil_management>. Acesso em 2 de julho de 2015.

USACE, Corpo de engenheiros do exercito Americano. **Geotechnical Investigations**. 2001. Disponível em: <

http://www.publications.usace.army.mil/Portals/76/Publications/EngineerManuals/EM_1110-1-1804.pdf> Acesso em 2 de julho de 2015.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. McGraw-Hill do Brasil, LTDA. São Paulo, SP. 1977.